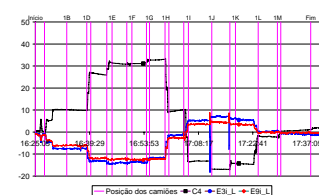
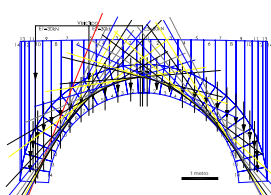




Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia  
**FEUP**

# *Análise da Construção e do Comportamento duma Ponte de Pedra*



**PEDRO MIGUEL QUINTELA MARQUES DA COSTA**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil,  
realizada sob supervisão do  
Professor Aníbal Costa do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do  
Professor António Arêde do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto

Julho de 2007

À Ana

## Resumo

A construção de uma ponte em arcos de alvenaria de pedra em pleno século XXI constitui o tema para desenvolvimento da dissertação que se apresenta.

Neste contexto, é exposta uma sequência cronológica das pontes em arco de alvenaria de pedra e respectivas metodologias de dimensionamento.

De seguida, e para o caso da nova Ponte de Vila Fria, é descrita a metodologia adoptada no seu dimensionamento, a sequência construtiva preconizada e o controlo efectuado sobre os materiais.

Depois de estabelecidas as dimensões da ponte, recorreu-se a metodologias para verificação da estabilidade das secções adoptadas, evocando ferramentas que vão desde a estática gráfica ao cálculo analítico, com vista à validação da segurança para as acções regulamentares para este tipo de estruturas, por um lado, e para a determinação do factor mínimo de segurança associado à formação do mecanismo de colapso global baseado na análise plástica.

Segue-se uma descrição detalhada dos sistemas de monitorização óptico e eléctrico implementados na nova Ponte de Vila Fria, com particular enfoque no conjunto de sensores e sistemas de aquisição de dados instalados, o sistema de comunicação e o controlo e tratamento de dados que têm sido recebidos em contínuo desde Junho de 2006.

Este trabalho reserva o seu último capítulo para a compilação da informação relevante que resultou do ensaio de carga na nova Ponte de Vila Fria, nomeadamente os veículos utilizados, os casos de carga e a condução do ensaio. Analisam-se os resultados registados nos sensores em função da grandeza que se pretende avaliar: deslocamento, pressão, extensão ou temperatura. Por fim, é apresentado o trabalho que se encontra actualmente em desenvolvimento relativo à monitorização da ponte em contínuo por um período alargado de tempo.

## Abstract

The construction of a stone masonry arch bridge in the XXI 'st century constitutes the subject for development of the presented dissertation. In this context, a chronological sequence of the masonry arch bridges and respective designing methodologies is displayed.

Then, and for the case of the new *Ponte de Vila Fria*, the adopted design methodology is described, and the constructive sequence as well as the laboratorial and *in situ* tests made out of the most relevant materials are presented.

After establishing the bridge dimensions, several simplified methodologies are used to verify the stability of the chosen sections or the load factor of safety associated with the formation of the mechanism of global collapse from the plastic analysis. To achieve this goal, the used tools go from the graphical statics through analytical calculations, ending in simplified empirical and semi-empirical expressions.

A detailed description of the implemented optical and electrical monitoring systems used in the new *Ponte de Vila Fria* is followed, with particular approach in the set of sensors and data acquisition systems installed, the communication system and the control and data handling. This data is being received continuously since June/06.

The last chapter of this work compiles a great deal of information that resulted from the load test in the new *Ponte de Vila Fria*, nominated the used vehicles, the load cases and the conduction of the test. The registered results in the sensors are analysed in function of the chosen parameter: displacement, pressure, extension or temperature.

Finally, the work presently undertaken concerning continuous monitoring of the bridge for a widened period of time is presented.



## Agradecimentos

Este espaço pretende lembrar as pessoas que de alguma forma, contribuíram para que este trabalho fosse concretizado. Gostaria de manifestar os meus sinceros agradecimentos a todas elas, permitindo-me realçar de forma especial as seguintes:

- Ao orientador, Professor Aníbal Costa, por me ter possibilitado um grande enriquecimento a nível técnico fruto da sua enorme experiência, mas também ao nível pessoal por me permitir olhar o mundo com horizontes sempre mais abrangentes, aliado a uma atitude optimista e contagiante na superação dos obstáculos;
- Ao co-orientador, Professor António Arêde, que se mostrou incansável na gigantesca tarefa de orientar todo o projecto de construção e monitorização da nova Ponte de Vila Fria nas suas vertentes pluridisciplinares, do qual este trabalho é parte integrante; um agradecimento particular pelas suas qualidades humanas e pelo rigor e detalhe que deposita em todos os trabalhos em que se envolve.
- À Doutora Teresa Restivo e ao IRIC/UP (Instituto de Recursos e Iniciativas Comuns da Universidade do Porto) pertencente à Reitoria da Universidade do Porto, respectivamente, Responsável e Entidade Executora do projecto LaboratóriosRemotos@UP, realizado ao abrigo do programa POSI (Programa Operacional para a Sociedade da Informação), pela concessão de financiamento para aquisição da unidade de leitura óptica no âmbito do referido projecto.
- Ao Professor Joaquim Mendes e ao Engenheiro António Cardoso Costa pelo apoio prestado durante a concepção do sistema de monitorização mais adequado como também no decorrer da sua implementação.
- Ao Professor Francisco Piqueiro, pelas fotos aéreas da Ponte de Vila Fria gentilmente cedidas e pelo apoio e interesse demonstrado ao longo da execução deste projecto.

- Ao Professor Rui Carneiro de Barros, pela realização do estudo hidráulico em fase de projecto, cuja acção horizontal se revelou condicionante no dimensionamento dos pilares e fundações da nova Ponte de Vila Fria.
- Ao Professor Couto Marques, pelo entusiasmo e disponibilidade que sempre demonstrou no estudo da ponte através de uma abordagem numérica que, infelizmente, não foi possível prosseguir no âmbito deste trabalho.
- Ao Professor António Viana da Fonseca pelas apoios e facilidades concedidas para realização de ensaios laboratoriais e de campo e pela disponibilidade demonstrada na partilha de informação.
- Ao Professor Arlindo Begonha pelas facilidades concedidas para realização dos ensaios de capilaridade e absorção de água da pedra da ponte e pela troca de ideias em relação aos resultados dos mesmos;
- Aos funcionários do LESE/NCREP, em particular à Daniela pela amizade, apoio e dedicação com que desempenhou todas as tarefas e ao Valdemar pela disponibilidade permanente;
- Ao LEM e ao LABEST pelas facilidades concedidas para realização de ensaios de caracterização da pedra, em particular à Paula, funcionária técnica do LABEST que colaborou na execução de vários ensaios;
- À empresa Gabriel A. S. Couto, SA pelas facilidades concedidas durante a realização do ensaio de carga na nova ponte de Vila Fria;
- Aos colegas e amigos, em particular ao Xavier, à Lau e ao Nelson, ao João Paulo, à Joana Oliveira, ao Diogo, ao Marcos, ao Luis Miranda, ao Luís Noites pelo apoio e amizade;
- À Cristina Costa pelas inúmeras trocas de impressões que tanto enriqueceram este trabalho, mas sobretudo pela amizade e pela atitude optimista que sempre me transmitiu;
- À DGEMN pelo apoio financeiro integrado no protocolo de cooperação entre esta instituição e a FEUP;

- À Câmara Municipal de Felgueiras, em particular ao Eng. Ferreira, pela determinação com que abraçou a realização deste projecto e pelo apoio financeiro concedido no âmbito da monitorização da ponte;
- A todos os funcionários da Secção de Estruturas da FEUP, em particular à D. Maria Vitória e à Marta pela disponibilidade permanente;
- À empresa Fibersensing, em particular aos engenheiros Luís Ferreira, Francisco Araújo e Cristina Barbosa, pelo entusiasmo e empenho com que estiveram em todo o processo de implementação do sistema de monitorização em fibra óptica, desde a concepção, instalação e acompanhamento de todo o sistema na ponte;
- À empresa de construção Augusto de Oliveira Ferreira, na pessoa do Engenheiro Luis Ferreira, pela compreensão que sempre demonstrou em relação ao trabalho de monitorização desenvolvido e que terá pontualmente condicionado o andamento dos restantes trabalhos e pela procura de soluções para os problemas que surgiram ao longo da construção;
- Aos meus pais, irmãos e restante família pelo apoio constante e incondicional com que me acompanharam ao longo destes últimos anos e pelo incentivo e coragem que sempre me transmitiram.
- À Ana, com quem eu tenho aprendido todos os dias a ser melhor pessoa, e a quem dedico este meu trabalho, que é também, o dela... um imenso obrigado.

# ÍNDICE GERAL

## ÍNDICE DE FIGURAS

## ÍNDICE DE QUADROS

### **CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO**

1.1 – Considerações gerais	1.1
1.2 – Objectivos da dissertação	1.2
1.3 – Organização da dissertação	1.3

### **CAPÍTULO 2: ESTADO DO CONHECIMENTO SOBRE PROJECTO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES DE ALVENARIA DE PEDRA**

2.1 - A alvenaria enquanto material estrutural	2.1
2.2 - Pontes de alvenaria: breve resenha histórica	2.3
2.3 – As pontes de alvenaria em Portugal	2.10
2.4 - A evolução do conhecimento no estudo de arcos de alvenaria	2.13
2.5 - A monitorização de pontes em arco de alvenaria	2.45
2.6 - Conclusões	2.50

### **CAPÍTULO 3: PONTE VILA FRIA – PROJECTO, CONSTRUÇÃO E CONTROLO DE MATERIAIS**

3.1 - Introdução	3.1
------------------	-----

3.2 - Ponte de Vila Fria – Aspectos principais do Projecto	3.3
3.2.1 - Critérios de base para o projecto	3.3
3.2.1.1 - Relações geométricas	3.4
3.2.1.2 - Geometria final da ponte	3.6
3.2.2 - Aplicação do teorema do limite inferior da análise plástica à Ponte de Vila Fria – estudo preliminar	3.7
3.2.3 - Estimativa de acções horizontais actuantes na nova ponte	3.13
3.3 - Ponte de Vila Fria – Processo construtivo	3.14
3.3.1 - Introdução e aspectos gerais	3.14
3.3.2 - A matéria prima pedra: desde o local de extracção até à aplicação em obra	3.16
3.3.3 - Fundações	3.18
3.3.4 - Maciços de encabeçamento de microestacas	3.23
3.3.5 - Pilares, Talhantes e Talhamares	3.24
3.3.6 - Encontros	3.25
3.3.7 - Arcos	3.26
3.3.8 - Muros tímpano	3.27
3.3.9 - Argamassa e material de enchimento	3.27
3.3.10 - Pavimento	3.28
3.3.11 - Guarda-corpos	3.29
3.3.12 - Calha e armário técnico	3.31
3.3.13 - Descimbramento dos arcos	3.32
3.3.14 - A nova Ponte de Vila Fria – obra concluída	3.35
3.4 - Ponte de vila fria – Controlo de materiais	3.37
3.4.1 - Ensaio de compressão simples	3.37
3.4.2 - Ensaio de compressão simples sobre provetes secos “versus” saturados	3.39
3.4.3 - Ensaio de tracção por compressão diametral (ensaio brasileiro)	3.41
3.4.4 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade	3.43
3.4.5 - Ensaio para determinação de porosidade em pedra natural	3.44
3.4.6 - Ensaio para determinação do coeficiente de absorção de água por capilaridade	3.47
3.4.7 - Ensaio gelo/degelo em provetes de pedra natural	3.50
3.4.8 - Caracterização dos enchimentos	3.52

3.4.8.1 - Ensaio com célula radioactiva	3.53
3.4.8.2 - Ensaio com garrafa de areia	3.53
3.4.8.3 - Ensaio Proctor	3.54
3.4.8.4 - Ensaio Triaxial	3.55
3.4.9 - Caracterização das juntas	3.56
3.4.10 - Conclusões dos ensaios	3.57
3.5 - Conclusões	3.58

## **CAPÍTULO 4: METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ARCOS DE ALVENARIA. APLICAÇÃO À NOVA PONTE DE VILA FRIA.**

4.1 - Introdução	4.1
4.2 - Métodos elásticos – capacidade baseada no factor de carga	4.5
4.2.1 - Estimativa da carga de colapso de arcos baseada no método elástico desenvolvido por Pippard.	4.5
4.2.1.1 - Aplicação ao arco 2 da PVF	4.10
4.2.1.2 - Aplicação ao arco 3 da Ponte de Vila Fria	4.10
4.2.1.3 - Considerações gerais sobre o método simplificado proposto por Pippard	4.11
4.2.2 - Método semi-empírico baseado no método elástico de dimensionamento – MEXE method	4.12
4.2.2.1 - Aplicação do método “MEXE” ao arco 2 da Ponte de Vila Fria	4.12
4.2.2.2 - Aplicação do método MEXE ao arco 3 da Ponte de Vila Fria	4.15
4.2.2.3 - Comentários gerais à aplicação do método MEXE	4.16
4.3 - Avaliação da capacidade baseada na determinação de um factor geométrico de segurança	4.17
4.3.1 - Método gráfico para determinação da linha de pressões e do coeficiente de segurança geométrico.	4.17
4.3.1.1 - Aplicação para verificação da segurança do arco 2	4.18
4.3.1.1.1 - Caso de carga 1 – Peso próprio do arco 2 e do material de enchimento	4.19
4.3.1.1.2 - Caso de carga 2 – Peso próprio do arco 2, do material de enchimento e acção do veículo tipo a ½ vão	4.20
4.3.1.1.3 - Caso de carga 3 – Peso próprio do arco e do material de enchimento + veículo tipo a ¼ vão	4.22
4.3.1.2 - Aplicação para a verificação da segurança do arco 3	4.27

4.3.1.2.1 - Caso de carga 1 – Peso próprio do arco 3 e material de enchimento	4.27
4.3.1.2.2 - Caso de carga 2 – Peso próprio do arco, do material de enchimento e acção do veículo tipo a ½ vão	4.28
4.3.1.2.3 - Caso de carga 3 – Peso próprio do arco, do material de enchimento e acção do veículo tipo a ¼ de vão	4.31
4.3.1.3 - Comentários finais à aplicação do método gráfico	4.32
4.3.2 - Método analítico para determinação da linha de pressões e do coeficiente de segurança geométrico	4.33
4.3.2.1 - Aplicação ao arco 2	4.35
4.3.2.2 - Comentário final à utilização do método analítico	4.38
4.4 - Métodos baseados na análise plástica ou limite	4.38
4.4.1 - Estimativa da carga de colapso de arcos pelo método plástico de Heyman.	4.38
4.4.1.1 - Aplicação ao arco 2 da PVF	4.39
4.4.1.2 - Aplicação ao arco 3 da PVF	4.41
4.4.1.3 - Considerações finais sobre o método simplificado proposto por Heyman	4.43
4.4.2 - Aplicação do programa de cálculo automático - RING	4.43
4.4.2.1 - Introdução	4.43
4.4.2.2 - Utilização do programa	4.44
4.4.2.3 - Considerações gerais sobre a utilização do programa RING	4.50
4.5 - Comparações entre métodos	4.50
4.6 - Conclusão	4.52

## **CAPÍTULO 5: PONTE DE VILA FRIA - MONITORIZAÇÃO**

5.1 - Introdução	5.1
5.2 - Sistema de monitorização implementado na Ponte de Vila Fria (PVF)	5.3
5.3 - Rede de sensores instalados na Ponte de Vila Fria	5.7
5.3.1 - Rede de sensores de Bragg em Fibra Óptica	5.7
5.3.1.1 - Introdução	5.7
5.3.1.2 - Perspectiva histórica	5.8
5.3.1.3 - Princípio de funcionamento das redes de Bragg	5.8

---

5.3.1.4 - Vantagens/desvantagens da utilização de sensores de fibra óptica com base nas redes de difracção de Bragg	5.10
5.3.1.5 - Sensores adoptados para a monitorização da Ponte de Vila Fria	5.11
5.3.1.6 - Características técnicas dos sensores de base óptica instalados	5.20
5.3.1.7 - Calibração dos sensores utilizados	5.20
5.3.1.8 - Aplicação “in situ”	5.26
5.3.2 - Extensómetros eléctricos de resistência	5.29
5.3.2.1 - Introdução	5.29
5.3.2.2 - Princípio de funcionamento	5.29
5.3.2.3 - Características técnicas dos extensómetros escolhidos	5.37
5.3.2.4 - Aplicação “in situ”	5.37
5.3.3 - Células de pressão	5.39
5.3.3.1 - Introdução	5.39
5.3.3.2 - O princípio de funcionamento	5.40
5.3.3.3 - Características técnicas das células de pressão	5.42
5.3.3.4 - Calibração das células de pressão	5.42
5.3.3.5 - Instalação das células na Ponte de Vila Fria	5.46
5.3.4 - Sensores eléctricos de temperatura (Termistores)	5.48
5.3.4.1 - Introdução	5.48
5.3.4.2 - Princípio de funcionamento	5.48
5.3.4.3 - Características técnicas dos termistores	5.48
5.3.4.4 - Instalação “in situ”	5.49
5.3.5 - Sensores de nível	5.51
5.3.5.1 - Introdução	5.51
5.3.5.2 - Princípio de funcionamento	5.52
5.3.5.3 - Características técnicas dos sensores escolhidos	5.54
5.3.5.4 - Calibração laboratorial	5.54
5.3.5.5 - Instalação “in situ”	5.57
5.4 - Conclusões	5.59

## Capítulo 6: PONTE DE VILA FRIA – ENSAIO DE CARGA



6.1 - Introdução	6.1
6.2 - O ensaio de carga	6.2
6.2.1 – Introdução	6.2
6.2.2 – Veículos utilizados	6.2
6.2.3 - Casos de carga	6.3
6.2.4 – Condução do ensaio de carga	6.4
6.2.5 – Acompanhamento do ensaio de carga por equipa de topografia	6.8
6.3 - Resultados do ensaio de carga – Sistema óptico e eléctrico	6.10
6.3.1 - Filtros aplicados para tratamento do sinal	6.12
6.3.1.1 - Filtro para controlo indirecto da taxa de aquisição	6.12
6.3.1.2 - Filtro para eliminar picos pontuais	6.13
6.3.1.3 - Filtro para suavizar resposta dos sensores de nível	6.13
6.3.2 - Sistematização e análise de resultados em secções notáveis da ponte	6.14
6.3.2.1 - Secção de meio-vão do arco 4 – Deslocamento vertical	6.16
6.3.2.2 - Secção de meio-vão do arco 4 – Pressão máxima C7	6.19
6.3.2.3 - Pressão vertical sobre o pilar P4	6.22
6.3.2.4 - Secção interior de enchimento – Deslocamento entre muros tímpano	6.25
6.3.2.5 - Semi Arco 4 - Gradiente de pressões ao longo do extradorso e intradorso	6.28
6.3.2.6 - Semi Arco 4 - Gradiente de extensões E1i_L, E2i_L e E3i_L	6.32
6.3.2.7 - Semi Arco 4 - Gradiente de extensões E7i_L, E8i_L e E9i_L	6.33
6.3.2.8 - Semi Arco 4 – Extensões longitudinais vs transversais	6.36
6.3.2.9 - Intradorso do A4 – deformações sob o muro tímpano e sob o eixo da ponte	6.38
6.3.2.10 - Deformabilidade longitudinal do arco A3 e A4	6.41
6.3.2.11 - Deformabilidade transversal sob o arco A4	6.45
6.3.2.12 - Extensão longitudinal vs transversal – Composit Strain Gauge ou Extensómetro de compósito	6.47
6.3.2.13 - Influência sobre o arco 4 (intermédio) resultante do carregamento sobre os arcos 5 e 3 (adjacentes)	6.48
6.3.2.14. - Influência sobre o arco 3 (intermédio) resultante do carregamento sobre os arcos 4 e 2 (adjacentes)	6.50
6.3.3 - Comparação de resultados de diferentes tipos de sensores	6.51
6.3.3.1 - Secção de base do arco 4 – Pressão/Extensão	6.51

---

6.3.3.2 - Secção de $\frac{1}{4}$ vão do arco 4 – Pressão/Extensão	6.53
6.3.3.3 - Comparação extensómetro eléctrico / extensómetro óptico	6.55
6.3.4 - Resultados inconclusivos	6.56
6.3.5 - Estimativa do campo de tensões a partir do correspondente campo de extensões	6.56
6.3.6 - Apreciação geral dos resultados	6.58
6.3.6.1 - Sensores de Nivel	6.58
6.3.6.2 - Células de pressão	6.59
6.3.6.3 - Extensómetros eléctricos de resistência	6.60
6.3.6.4 - Termistores	6.60
6.3.6.5 - Sensores ópticos	6.61
6.3.7 - Apreciação geral dos resultados – Valores máximos	6.62
6.4 - Monitorização da ponte em contínuo	6.62

## **CAPÍTULO 7: CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

7.1 - Introdução	7.1
7.2 - Principais conclusões	7.2
7.3 – Desenvolvimentos futuros	7.3

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

## **ANEXOS**

# ÍNDICE DE FIGURAS

## CAPÍTULO 2: ESTADO DO CONHECIMENTO SOBRE PROJECTO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES DE ALVENARIA DE PEDRA

Figura 2. 1 – Diferentes tipos de aparelho utilizados na construção de paredes (Mateus (2002))	2.1
Figura 2. 2 – Diferentes aparelhos utilizados na construção de arcos e abóbadas (Mateus (2002))	2.2
Figura 2. 3 – Pirâmides no Egipto	2.3
Figura 2. 4 – Catedral de Notre Dame, Paris	2.3
Figura 2. 5 – Construção de moradia em alvenaria de pedra – Galiza	2.3
Figura 2. 6 – Ponte Tarr Steps – Inglaterra (Graf (2002))	2.4
Figura 2. 7 – Ponte Santo Ângelo – Roma (Leonhardt (1986))	2.5
Figura 2. 8 – Ponte romana de Chaves	2.5
Figura 2. 9 – Ponte du Gard em Nîmes: a) alçado, b) perspectiva e c) secção transversal (Leonhardt (1986))	2.5
Figura 2. 10 – Ponte D. Carlos IV – Praga (Leonhardt (1986))	2.6
Figura 2. 11 – Ponte Vecchio – Florença	2.6
Figura 2. 12 – Ponte Mostar – Jugoslávia (Graf (2002))	2.7
Figura 2. 13 – Ponte de Avignon (Graf (2002))	2.7
Figura 2. 14 – Ponte Degli Scalzi – Veneza	2.7
Figura 2. 15 – Ponte Neuf – Paris (Leonhardt (1986))	2.7
Figura 2. 16 – Ponte De la Concorde – Paris. (Leonhardt (1986))	2.8
Figura 2. 17 – Descimbramento da Ponte de Neuilly no dia da inauguração. (Perronet (1987))	2.8
Figura 2. 18 – Viaduto de Goltzsch – Alemanha (Leonhardt (1986))	2.9

Figura 2. 19 – Ponte d’Abassabad – Turquia. (Leonhardt (1986))	2.9
Figura 2. 20 – Cimbres para apoio do arco em fase construtiva. (Perronet (1987))	2.9
Figura 2. 21 – Fase construtiva da Ponte Varosa – Cimbres para apoio do arco central (Quadro da FEUP)	2.9
Figura 2. 22 – Ponte Adolfo – Luxemburgo	2.10
Figura 2. 23 – Ponte Adolfo – Luxemburgo (fase construtiva)	2.10
Figura 2. 24 – Ponte romana de Vila Formosa.	2.10
Figura 2. 25 – Ponte medieval da Lagoncinha	2.11
Figura 2. 26 – Ponte medieval de Gimonde	2.12
Figura 2. 27 – Ponte medieval de Ucanha	2.12
Figura 2. 28 – Aqueduto das Águas Livres – Lisboa	2.13
Figura 2. 29 – Página do livro de Villard de Honnecourt. (Heyman (1995))	2.15
Figura 2. 30 – Desenho com as dimensões ideais das pontes segundo Alberti	2.16
Figura 2. 31 – Estudo do comportamento dos arcos por Leonardo da Vinci (Gasch, 2003)	2.17
Figura 2. 32 – Corrente suspensa de Hooke. (Heyman (1995))	2.18
Figura 2. 33 – Regra de Blondel (Gasch, 2003)	2.19
Figura 2. 34 – Mecanismo tipo cunha deslizante proposto por Philippe de la Hire	2.20
Figura 2. 35 – Diagrama de corpo livre correspondente ao mecanismo proposto por La Hire	2.20
Figura 2. 36 – Estudo do comportamento dos arcos por Couplet (Heyman (1995))	2.22
Figura 2. 37 – Ensaio de Danysy. (Gasch (2003))	2.23
Figura 2. 38 – Verificação da estabilidade da cúpula da basílica de São Pedro por Poleni (Gasch 2003)	2.24
Figura 2. 39 – Modelo de Coulomb para análise de arcos (Gago (2004))	2.26
Figura 2. 40 – Mecanismos limite considerados por Coulomb. (Gago (2004))	2.27
Figura 2. 41 – Mecanismos considerados por Mascheroni para dimensionamento da espessura dos pés direitos. (Gago (2004))	2.27
Figura 2. 42 – Determinação gráfica da secção mais desfavorável do arco. (Gasch (2003))	2.31
Figura 2. 43 – Método gráfico de Méry. (Gago (2004))	2.32
Figura 2. 44 – Linha de pressões correspondente ao impulso horizontal mínimo	2.32

Figura 2. 45 – Modelos de Barlow	2.33
Figura 2. 46 – Verificação da segurança de uma abóbada e da espessura do seu pé direito	2.33
Figura 2. 47 – Nanograma para determinação da carga provisória por eixo de pontes de alvenaria	2.38
Figura 2. 48 – Geometria do arco para aplicação do método MEXE	2.38
Figura 2. 49 – Arco semi-circular a) estável, b) de espessura mínima limite e c) com formação do mecanismo de colapso (Heyman (1995))	2.40
Figura 2. 50 – Arco de alvenaria – definição das variáveis	2.42
Figura 2. 51 – Espessura mínima de um arco circular segundo Heyman (1995).	2.43
Figura 2. 52 – Resultados da modelação da Ponte da Lagoncinha pelo Método dos Elementos Finitos. (Costa (2002))	2.44
Figura 2. 53 – Resultados da modelação pelo Método dos Elementos Discretos.	2.44

### **CAPÍTULO 3: PONTE VILA FRIA – PROJECTO, CONSTRUÇÃO E CONTROLO DE MATERIAIS**

Figura 3. 1 – Perspectiva geral da antiga passagem	3.2
Figura 3. 2 – Tabuleiro	3.2
Figura 3. 3 – Planta da envolvente do local e localização da ponte antiga	3.3
Figura 3. 4 – Alçado montante da nova Ponte de Vila Fria	3.4
Figura 3. 5 – Definição dos parâmetros das fórmulas empíricas de dimensionamento	3.5
Figura 3. 6 – Geometria final de projecto da Ponte de Vila Fria – Perspectiva a) sem tabuleiro e b) com tabuleiro. (Autodesk (2002))	3.7
Figura 3. 7 – Mapa com a geometria das pedras da Ponte de Vila Fria por elemento estrutural.	3.8
Figura 3. 8 – Geometria real do arco e respectiva idealização	3.8
Figura 3. 9 – Determinação do peso e centro de gravidade das aduelas (caso de carga 1)	3.9
Figura 3. 10 – Construção do polígono de forças e respectiva linha de pressões (caso de carga 1)	3.10
Figura 3. 11 – Construção do polígono de forças e respectiva linha de pressões (caso de carga 2)	3.11
Figura 3. 12 – Construção do polígono de forças e respectiva linha de pressões (caso de carga 3)	3.12
Figura 3. 13 – Arcos de espessura mínima	3.13

Figura 3. 14 – Local de implantação da nova Ponte de Vila Fria	3.14
Figura 3. 15 – Elevados caudais – Condicionamento dos trabalhos	3.15
Figura 3. 16 – Elevados caudais – Paragem dos trabalhos	3.15
Figura 3. 17 – Pedreira de Mondariz – Galiza – Espanha a) local de extracção e b) bloco “em bruto”	3.16
Figura 3. 18 – Serração onde foram cortados os blocos	3.17
Figura 3. 19 – Máquina de corte de pedra	3.17
Figura 3. 20 – Operação de picagem da superfície da pedra	3.17
Figura 3. 21 – Exemplo de pedra a utilizar na ponte	3.17
Figura 3. 22 – Colocação das pedras junto do local de aplicação a) pilar6 / arco5 e b) encontro 2	3.18
Figura 3. 23 – Antiga passagem de Vila Fria	3.18
Figura 3. 24 – Prospekção do estrato geológico competente para fundação. a) e b) diferentes fases da escavação	3.19
Figura 3. 25 – Solução em poços prevista inicialmente para as fundações da ponte	3.20
Figura 3. 26 – Equipamento de mistura para fabrico da calda de injecção	3.20
Figura 3. 27 – Equipamento de furação para microestacas	3.20
Figura 3. 28 – Tubo de encamisamento (provisório)	3.21
Figura 3. 29 – Tubo definitivo da microestaca (tubo armadura)	3.21
Figura 3. 30 – Selagem da zona inferior do furo	3.21
Figura 3. 31 – Subida do obturador para uma zona superior do furo	3.21
Figura 3. 32 – a) obturador e b) armadura com manchetes de metro a metro.	3.23
Figura 3. 33 – Equipamento de furacão para execução de microestacas	3.23
Figura 3. 34 – Aspecto final das microestacas (armaduras)	3.23
Figura 3. 35 – Maciços de encabeçamento de micro-estacas do Encontro 2	3.24
Figura 3. 36 – Maciço de encabeçamento de micro-estacas do Pilar 6	3.24
Figura 3. 37 – Pilar 5 da Ponte de Vila Fria.	3.24
Figura 3. 38 – Vista geral dos pilares da ponte.	3.24
Figura 3. 39 – Execução de talhamar da ponte	3.25

Figura 3. 40 – Execução de talhante da ponte	3.25
Figura 3. 41 – Muro ala do encontro 2 da PVF	3.25
Figura 3. 42 – Finalização dos muros-ala e enchimento	3.25
Figura 3. 43 – Fase intermédia da execução do cimbre do arco 5	3.26
Figura 3. 44 – Execução do cimbre do arco 5 – Pormenor	3.26
Figura 3. 45 – Arco 1 – Evolução da construção	3.26
Figura 3. 46 – Arco 2 – Pormenor da argamassa de regularização das juntas	3.26
Figura 3. 47 – Início da construção do muro tímpano de montante entre os arcos 1 e 2	3.27
Figura 3. 48 – Fase intermédia de execução dos muros tímpano (vista de montante)	3.27
Figura 3. 49 – Argamassa pronta utilizada na ponte	3.28
Figura 3. 50 – Enchimento (entre muros ala do encontro 2)	3.28
Figura 3. 51 – Enchimento (entre muros tímpano sobre pilares e arcos)	3.28
Figura 3. 52 – Enchimento (entre pilares)	3.28
Figura 3. 53 – Tabuleiro (vista geral)	3.29
Figura 3. 54 – Tabuleiro (pormenor do aparelho das pedras)	3.29
Figura 3. 55 – Impermeabilização do tabuleiro (vista geral)	3.29
Figura 3. 56 – Guarda-corpos da ponte. Vista geral	3.30
Figura 3. 57 – Guarda-corpos da ponte (pormenor do aparelho das pedras)	3.30
Figura 3. 58 – Guarda-corpos da ponte. Vista geral	3.30
Figura 3. 59 – Guarda-corpos da ponte (pormenor do aparelho das pedras)	3.30
Figura 3. 60 – Guarda-corpos da ponte: a) operário a derreter o chumbo e b) pormenor de execução.	3.31
Figura 3. 61 (a) e (b) – Calha técnica instalada na ponte	3.31
Figura 3. 62 – Armário técnico da ponte. Vista (a) exterior e (b) interior	3.32
Figura 3. 63 – Caixas de visita ao nível do tabuleiro da ponte	3.32
Figura 3. 64 – Esquema de montagem para monitorização de descimbramento	3.33
Figura 3. 65 – Esquema de montagem para monitorização de descimbramento (pormenor)	3.33
Figura 3. 66 – Esquema de montagem para controlo de assentamentos diferenciais (sensor piezo-resistivo)	3.34

Figura 3. 67 – Preparação da instrumentação para monitorização do descimbramento do arco 3	3.35
Figura 3. 68 – A nova Ponte de Vila Fria – vista aérea	3.36
Figura 3. 69 – Prensa utilizada no ensaio de compressão simples.	3.38
Figura 3. 70 – Rotura após ensaio de compressão simples.	3.38
Figura 3. 71 – Ensaio de tracção por compressão diametral (aspecto geral).	3.41
Figura 3. 72 – Ensaio de tracção por compressão diametral. Rotura de um provete.	3.41
Figura 3. 73 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade (vista geral).	3.43
Figura 3. 74 – Pormenor da colocação dos extensómetros de Huggenberger para o ensaio do módulo de elasticidade.	3.43
Figura 3. 75 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade (vista geral).	3.44
Figura 3. 76 – Pormenor da colocação da instrumentação.	3.44
Figura 3. 77 – Preparação dos provetes. Serragem de cubos com 65 mm de aresta.	3.45
Figura 3. 78 – Secagem dos provetes.	3.45
Figura 3. 79 – Determinação do volume aproximado dos provetes.	3.46
Figura 3. 80 – Ensaio de porosidade em pedra natural. Imersão em água destilada.	3.46
Figura 3. 81 – Relação entre tensão de rotura e a porosidade para alguns granitos do Porto.	3.47
Figura 3. 82 – Ensaio da capilaridade. Adição de água destilada.	3.48
Figura 3. 83 – Ensaio de capilaridade. Passagem por pano húmido.	3.48
Figura 3. 84 – Ensaio de capilaridade. Pesagem de provete.	3.48
Figura 3. 85 – Absorção de água por capilaridade. Provetes 1 a 9.	3.48
Figura 3. 86 – Absorção de água por capilaridade. Valores médios.	3.48
Figura 3. 87 – Relação entre o coeficiente de absorção por capilaridade “C” e a porosidade livre às 48 horas (Teles e Begonha (1998)).	3.50
Figura 3. 88 – Ensaio in situ. a) Ensaio com célula radioactiva. b) Ensaio com garrafa de areia.	3.54
Figura 3. 89 – Ensaio triaxial – a) provete e b) equipamento de ensaio	3.55
Figura 3. 90 – Curvas de comportamento obtidas nos ensaios triaxiais: em Tout venant (a) Tout venant com 7% de cimento (b) e Tout venant com 10% de cimento (c).	3.56



Figura 3. 91 – Ensaio de caracterização das juntas – a) Máquina de ensaio e b) provete com junta argamassada	3.57
--	------

## **CAPÍTULO 4: METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ARCOS DE ALVENARIA. APLICAÇÃO À NOVA PONTE DE VILA FRIA.**

Figura 4. 1 – Estado estável para um arco fissurado (baseado em Ochsendorf (2002))	4.4
Figura 4. 2 – Análise elástica de Pippard	4.6
Figura 4. 3 – Identificação dos arcos sujeitos a análise pelo método MEXE	4.12
Figura 4. 4 – Aplicação do método MEXE. Dimensões do arco 2.	4.13
Figura 4. 5 – Aplicação do método MEXE. Dimensões do arco 3.	4.15
Figura 4. 6 – Geometria e discretização do arco 2	4.18
Figura 4. 7 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 1)	4.21
Figura 4. 8 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 2)	4.23
Figura 4. 9 – Idealização do arco para efeito de cálculo. (caso de carga 3)	4.24
Figura 4. 10 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 3)	4.26
Figura 4. 11 – Geometria e discretização do arco 3	4.27
Figura 4. 12 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 1)	4.29
Figura 4. 13 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 2)	4.30
Figura 4. 14 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 3)	4.32
Figura 4. 15 – Diagrama de corpo livre de um troço de um arco	4.33
Figura 4. 16 – Geometria e condições iniciais do arco 2	4.35
Figura 4. 17 – Traçado da linha de pressões do arco 2 recorrendo ao processo analítico.	4.37
Figura 4. 18 – Comparação de resultados entre o método gráfico e o analítico	4.37
Figura 4. 19 – Definição de parâmetros para aplicação do método plástico referido em Heyman (1995)	4.38
Figura 4. 20 – Definição de parâmetros geométricos. Arco 2.	4.39
Figura 4. 21 – Tabela para cálculo da resistência de arcos sujeitos à actuação de uma carga linear “p” por unidade de largura (baseada em Heyman (1995))	4.40

Figura 4. 22 – Definição de parâmetros geométricos. Arco 3.	4.42
Figura 4. 23 – Tabela para cálculo da resistência de arcos sujeitos à actuação de uma carga linear “p” por unidade de largura (baseada em Heyman (1995))	4.42
Figura 4. 24 – Largura considerada na PVF. Degradação da carga do VT na direcção transversal.	4.45
Figura 4. 25 – Efeito benéfico (desprezado pelo programa) resultante da variação da altura de enchimento	4.47
Figura 4. 26 – Formação de mecanismo de rotura. Tipo de carga 1	4.47
Figura 4. 27 – Formação de mecanismo de rotura. Tipo de carga 2	4.48

## CAPÍTULO 5: PONTE DE VILA FRIA - MONITORIZAÇÃO

Figura 5.1 – Unidade cFP: a) versão instalada na nova Ponte de Vila Fria e b) descrição dos principais componentes (www.ni.com )	5.4
Figura 5. 2 – Unidade de interrogação óptica “BraggMeter” instalada na nova Ponte de Vila Fria	5.5
Figura 5. 3 (a) e (b) – Armário técnico instalado na PVF	5.5
Figura 5. 4 – “Router” utilizado para ligação da unidade à Internet.	5.6
Figura 5. 5 – Esquema do sistema de monitorização da PVF, adaptado de Félix (2005)	5.7
Figura 5. 6 (a) e (b) – Funcionamento de uma rede de difracção de Bragg em fibra óptica AOS (2004)	5.9
Figura 5. 7 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Long Gauge (LG)	5.12
Figura 5. 8 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Composit Strain Gauge (CSG)	5.13
Figura 5. 9 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Linear Position Displacement Transducer (LPDT)	5.14
Figura 5. 10 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Temperature (T)	5.15
Figura 5. 11 – Esquema de ensaio para calibração de sensor FBG	5.16
Figura 5. 12 – Sensor de deslocamento: Esquema (a) e materialização do protótipo (b)	5.17
Figura 5. 13 – Configuração em “Z” para LPDT’s na face do arco. a) geral e b) pormenor	5.17
Figura 5. 14 – Esquema do protótipo do extensómetro longo em FBG	5.18
Figura 5. 15 – Amarração de um sensor Long Gauge a um muro tímpano.	5.18
Figura 5. 16 – Sensor em FBG para medição local de extensões	5.19
Figura 5. 17 – Sensor utilizado na PVF para medição local de extensões	5.19

Figura 5. 18 – Sensor de temperatura.	5.19
Figura 5. 19 – Calibração do sensor de deslocamento (Ferreira et al. (2006))	5.20
Figura 5. 20 – Calibração do sensor de deslocamento à temperatura (Ferreira et al. (2006))	5.21
Figura 5. 21 – Calibração do LG por comparação com LVDT	5.22
Figura 5. 22 – Corte esquemático relativo à instalação dos Long Gauge (LG).	5.24
Figura 5. 23 – "Caixa" para LPDT	5.26
Figura 5. 24 – Instalação de LPDT	5.26
Figura 5. 25 – Sensor Longo. a) Protecção do Long Gauge e b) Fio de invar ao qual foi acoplado o sensor óptico.	5.27
Figura 5. 26 – Par de CSG's. a) e b) Instalação c) Protecção	5.28
Figura 5. 27 – Instalação de sensor de temperatura na PVF	5.29
Figura 5. 28 – Esquema de um sensor sujeito a uma deformação mecânica	5.30
Figura 5. 29 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Extensómetros eléctricos	5.31
Figura 5. 30 – Circuito da Ponte de Wheatstone	5.32
Figura 5. 31 – Ligação de um extensómetro à ponte de Wheatstone com um braço activo	5.34
Figura 5. 32 – Ligação de um extensómetro em quarto de ponte com três fios	5.36
Figura 5. 33 – Instalação de bandas extensométricas: a) baixo-relevo e b) polimento da superfície	5.38
Figura 5. 34 – Instalação de bandas extensométricas: a) aspecto depois da colagem e b) protecção mecânica	5.39
Figura 5. 35 – Esquema de degradação de cargas na confluência de dois arcos	5.40
Figura 5. 36 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Células de pressão (C)	5.41
Figura 5. 37 – Células de pressão para (a) contacto pedra / material de enchimento e para (b) contacto material de enchimento / material de enchimento. (Geokon (2006))	5.42
Figura 5. 38 – Diversos esquemas de montagem para calibração laboratorial das células de pressão	5.44
Figura 5. 39 – Células de pressão circulares	5.45
Figura 5. 40 – Células de pressão em meia-lua	5.45
Figura 5. 41 – Célula sobre camada de argamassa pronta da SECIL	5.47
Figura 5. 42 – Areia sobre célula seguida de colocação de tout-venant	5.47

Figura 5. 43 – Preparação da cavidade para instalação de célula de pressão	5.47
Figura 5. 44 – Preparação do material de enchimento para receber a célula de pressão	5.47
Figura 5. 45 – Preparação da cavidade para instalação de célula de pressão	5.47
Figura 5. 46 – Instalação de célula de pressão em meia lua no intradorso do arco	5.47
Figura 5. 47 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Thermistor (T_C)	5.50
Figura 5. 48 – Sensores de Nível – configuração da sua instalação em cadeia	5.51
Figura 5. 49 – Sensores de nível – esquema simplificado do seu princípio de funcionamento	5.52
Figura 5. 50 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Sensores de Nível (SN)	5.53
Figura 5. 51 – Constituição de um sensor de pressão piezo-resistivo. (Honeywell (2006))	5.54
Figura 5. 52 – Esquema de ensaio para calibração dos sensores de nível em laboratório	5.55
Figura 5. 53 – Resultado do ensaio de calibração do sensor de nível SN0 em laboratório	5.55
Figura 5. 54 – Calibração “in situ” dos sensores de nível: a) Carruagem automática e b) caixa de junção de sensores piezoresistivos	5.56
Figura 5. 55 – Resultado do ensaio de calibração do sensor de nível SN1 “in situ”	5.57
Figura 5. 56 – Manilha que protege a coluna onde foram colocados sensores	5.58
Figura 5. 57 – Instalação de dois tubos em direcção a uma caixa onde foram colocados os respectivos sensores	5.58
Figura 5. 58 – Caixa de visita - vista da coluna que assenta sobre o arco/pilar	5.58
Figura 5. 59 – Confluência de dois tubos numa caixa onde serão colocados os respectivos depósitos de fluido	5.58
Figura 5. 60 – Caixa de junção de sensores de nível e respectivos tubos de purga.	5.59
Figura 5. 61 – Constituição do tubo que comunica entre as extremidades dos sensores de nível	5.59
Figura 5. 62 – Compatibilização de trabalhos. Construção-Instrumentação	5.61

## **CAPÍTULO 6: PONTE DE VILA FRIA – ENSAIO DE CARGA**

Figura 6. 1 – Posição tipo dos camiões - critério considerado na aplicação de carga	6.2
Figura 6. 2 – Posições de paragem dos camiões ao longo dos percursos 1, 2 e 3	6.4
Figura 6. 3 – Exemplo de posicionamento dos camiões no percurso 1 – posição 1B	6.4

Figura 6. 4 – Exemplo de posicionamento dos camiões no percurso 2 – posição 2C	6.6
Figura 6. 5 – Posicionamento dos camiões no percurso 3A	6.7
Figura 6. 6 – Posicionamento dos camiões no percurso 3B	6.7
Figura 6. 7 – Posicionamento dos camiões no percurso 3C	6.7
Figura 6. 8 – Alvo topográfico GMP 104	6.9
Figura 6. 9 – Estação total efectuando a medição para a posição 3A	6.9
Figura 6. 10 – Célula de pressão C7 - gráfico antes e após a aplicação de filtro	6.13
Figura 6. 11 – Sensores de nível SN4, SN5 e SN6 - gráfico antes e após a aplicação de filtro	6.14
Figura 6. 12 – Arco 4 - Sensores SN4, SN5 e SN6 – localização/percurso e representação gráfica	6.16
Figura 6. 13 – Arco 4 - Sensores SN4, SN5 e SN6 – localização/percurso e representação gráfica	6.18
Figura 6. 14 – Arco 4 - Célula de pressão C7 – localização/percurso e representação gráfica	6.19
Figura 6. 15 – Arco 4 - Célula de pressão C7 – Valor residual por descompressão da secção ½ vão após avanço dos camiões	6.20
Figura 6. 16 – Arco 4 – Célula de pressão C7 – localização/percurso e representação gráfica	6.20
Figura 6. 17 – Pilar P4 – Células de pressão C1 e C2 – localização/percurso e representação gráfica	6.22
Figura 6. 18 – Pilar P4 – Células de pressão C1 e C2 – localização/percurso e representação gráfica	6.23
Figura 6. 19 – Célula de pressão C1 – localização/percurso e representação gráfica	6.24
Figura 6. 20 – Pilares P4, P5, P6 e Encontro E2 – Extensómetros longos LG_1 a LG_4 – localização/percurso e representação gráfica	6.26
Figura 6. 21 – Pilares P4, P5, P6 e Encontro E2 – Extensómetros longos LG_1 a LG_4 – localização/percurso e representação gráfica	6.27
Figura 6. 22 – Arco 4 – Células de pressão C3 a C7 – localização/percurso e representação gráfica	6.28
Figura 6. 23 – Arco 4 – Células de pressão C4 C5 e C7 – gradiente de pressões (valores médios)	6.29
Figura 6. 24 – Arco 4 – Representação esquemática da resposta das células de pressão C3 a C7	6.30
Figura 6. 25 - Arco 4 – Células de pressão C3 a C7 – localização/percurso e representação gráfica	6.31
Figura 6. 26 – Arco 4 – Células de pressão C4 C5 e C7 – gradiente de pressões (valores médios)	6.31
Figura 6. 27 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E1i_L, E2i_L e E3i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.32

Figura 6. 28 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E1i_L, E2i_L e E3i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.33
Figura 6. 29 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E7i_L, E8i_L e E9i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.34
Figura 6. 30 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E7i_L, E8i_L e E9i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.35
Figura 6. 31 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E9i_L e E9i_T – localização/percurso e representação gráfica	6.36
Figura 6. 32 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E2i_L e E2i_T – localização/percurso e representação gráfica	6.37
Figura 6. 33 – Sensores E2i_L e E8i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.39
Figura 6. 34 – Sensores E2i_L e E8i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.40
Figura 6. 35 – Arco 4 – Transdutores de deslocamento D13 a D15 – localização/percurso e representação	6.41
Figura 6. 36 – Arco 3 – Transdutores de deslocamento D22 a D24 – localização/percurso e representação	6.42
Figura 6. 37 – Arco 4 – Transdutores de deslocamento D13 a D15 – localização e representação gráfica	6.43
Figura 6. 38 – Arco 3 – Transdutores de deslocamento D22 a D24 – localização/percurso e representação	6.44
Figura 6. 39 – Arco 4 – Transdutores de deslocamento D49 e D50 – localização/percurso e representação	6.45
Figura 6. 40 – Arco 4 – Transdutores de deslocamento D49 a D50 – localização/percurso e representação	6.46
Figura 6. 41 – Arco 3 - Sensores E12e_L e E12e_T – localização/percurso e representação gráfica	6.47
Figura 6. 42 – Sensores E1i_L e E7i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.48
Figura 6. 43 – Sensores E6i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.50
Figura 6. 44 – Arco 4 – Célula C4 e Extensómetros eléctricos E3i_L, E9i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.51
Figura 6. 45 – Arco 4 – Célula C4 e Extens. eléctricos E3i_L, E9i_L – localização e representação gráfica	6.52
Figura 6. 46 – Arco 4 – Célula C6 e Extensómetros eléctricos E2i_L, E8i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.53
Figura 6. 47 – Arco 4 – Célula C6 e Extensómetros eléctricos E2i_L, E8i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.54
Figura 6. 48 – Arco 4 – Extensómetro eléctrico e óptico E2i_L – localização/percurso e representação gráfica	6.55
Figura 6. 49 – Pares de extensómetros com boa correlação longitudinal/transversal	6.58
Figura 6. 50 – Sítio da Internet dedicado à nova Ponte de Vila Fria	6.64

# ÍNDICE DE QUADROS

## CAPÍTULO 3: PONTE VILA FRIA – PROJECTO, CONSTRUÇÃO E CONTROLO DE MATERIAIS

Quadro 3. 1 – Dimensões atribuídas: (a) espessura dos arcos, (b) largura em planta dos pilares e (c) outros.	3.6
Quadro 3. 2 – Determinação do peso e centro de gravidade das aduelas (caso de carga 1)	3.9
Quadro 3. 3 – Determinação do peso e centro de gravidade das aduelas (caso de carga 2)	3.11
Quadro 3. 4 – Determinação do peso e centro de gravidade das aduelas (caso de carga 3)	3.12
Quadro 3. 5 – Resultados do ensaio de compressão simples. (provetes em estado natural de humidade)	3.38
Quadro 3. 6 – Resultados do ensaio de compressão simples sobre cubos. Provetes secos	3.39
Quadro 3. 7 – Resultados do ensaio de compressão simples sobre cubos. Provetes saturados	3.40
Quadro 3. 8 – Resultados do ensaio de tracção por compressão diametral.	3.42
Quadro 3. 9 – Resultados do ensaio do módulo de elasticidade.	3.43
Quadro 3. 10 – Resultados do ensaio do módulo de elasticidade (2ª campanha).	3.44
Quadro 3. 11 – Resultados do ensaio para determinação da porosidade em provetes de pedra natural.	3.46
Quadro 3. 12 – Coeficiente de absorção de água por capilaridade. Provetes P1 a P9.	3.49
Quadro 3. 13 – Influência dos ciclos gelo / degelo na resistência da pedra por compressão uniaxial. Provetes secos.	3.52
Quadro 3. 14 – Influência dos ciclos gelo / degelo na resistência da pedra por compressão uniaxial. Provetes saturados.	3.52
Quadro 3. 15 – Resultados obtidos com célula radioactiva.	3.53
Quadro 3. 16 – Peso volúmico, teor em água e grau de compactação do material de enchimento.	3.54
Quadro 3. 17 – Identificação das amostras ensaiadas na câmara triaxial.	3.55

## **CAPÍTULO 4: METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ARCOS DE ALVENARIA. APLICAÇÃO À NOVA PONTE DE VILA FRIA.**

Quadro 4. 1 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 2 (caso de carga 1)	4.19
Quadro 4. 2 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 2 (caso de carga 2)	4.22
Quadro 4. 3 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 2 (caso de carga 3)	4.25
Quadro 4. 4 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 3 (caso de carga 1)	4.27
Quadro 4. 5 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 3 (caso de carga 2)	4.28
Quadro 4. 6 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 3 (caso de carga 3)	4.31
Quadro 4. 7 – Cálculo da posição da linha de pressões da Ponte de Vila Fria – Arco 2	4.36
Quadro 4. 8 – Valores adoptados na caracterização material	4.44
Quadro 4. 9 – Programa RING - Análise de sensibilidade	4.49
Quadro 4. 10 – Mapa comparativo dos resultados numéricos para os diferentes métodos simplificados	4.51

## **CAPÍTULO 5: PONTE DE VILA FRIA - MONITORIZAÇÃO**

Quadro 5. 1 – Comprimento dos sensores LG instalados na Ponte de Vila Fria	5.24
Quadro 5. 2 – Configurações possíveis para a ponte de Wheatstone	5.33

## **CAPÍTULO 6: PONTE DE VILA FRIA – ENSAIO DE CARGA**

Quadro 6. 1 – Pesagem dos camiões utilizados no ensaio de carga	6.3
Quadro 6. 2 – Geometria dos camiões utilizados no ensaio de carga	6.3
Quadro 6. 3 – Resumo para o percurso 1. Grandezas a medir e sensores interessados.	6.5
Quadro 6. 4 – Resumo para o percurso 2. Grandezas a medir e sensores interessados.	6.6
Quadro 6. 5 – Resumo para o percurso 3. Grandezas a medir e sensores interessados.	6.8
Quadro 6. 6 – Precisão da estação total LEICA TCA 2003	6.8



---

Quadro 6. 7 – Uniformização de unidades comuns a todos gráficos	6.10
Quadro 6. 8 – Resultados da monitorização da PVF durante o ensaio de carga - Estação Total	6.11
Quadro 6. 9 – Localização dos gráficos de resultados	6.15
Quadro 6. 10 – Valores máximos registados durante o ensaio de carga	6.62

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

A construção de uma ponte de alvenaria em pleno século XXI constituiu o tema para desenvolvimento da dissertação que se apresenta neste momento.

O desafio lançado à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto no sentido de estudar a viabilidade técnica para realização de uma ponte em alvenaria foi bem acolhido por parte da equipa que se envolveu no desenvolvimento deste projecto.

Embora num primeiro momento se possa considerar anacrónico este projecto, importa salientar o que de positivo se pode retirar de tal realização. Não entrando em considerações de natureza estética que geralmente são sempre discutíveis, deve reconhecer-se a preocupação por parte da Câmara Municipal de Felgueiras em dotar esta zona de uma infraestrutura rodoviária que sirva a população e por outra de utilizar para a construção dessa infraestrutura materiais naturais o mais compatíveis possível com o meio envolvente, como é indubitavelmente uma ponte de alvenaria de pedra.

Embora não se conheça um levantamento oficial do número de pontes de alvenaria de pedra no nosso país, estima-se que existam cerca de 7.000 pontes de alvenaria.

Numa época em que o betão armado se impôs claramente como o material de eleição na construção de novas pontes, não devemos contudo desvalorizar este imenso património existente. Por um lado, constitui por si só um legado que interessa preservar, mas talvez até mais importante, porque muitas destas pontes ainda se encontram em serviço, o que levanta questões sobre a sua segurança e o seu nível de desempenho quando sujeitas a acções

com uma intensidade e frequência muito superiores àquelas para as quais estariam à partida dimensionadas.

Este projecto auspicioso reveste-se de uma enorme importância, na medida em que proporciona, através da recolha de um conjunto alargado de informação essencialmente de carácter experimental, um acumular de conhecimento num domínio que não tem despertado, até um passado recente, grandes estudos com base científica.

A monitorização levada a cabo na nova Ponte de Vila Fria pretende materializar um laboratório vivo, que ao longo do tempo, esperamos nos possa trazer contribuições úteis para o aumento do conhecimento existente sobre estas estruturas e a sua deterioração com o tempo.

## **1.2 – OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO**

Não pretendendo o Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) substituir-se a um gabinete de engenharia para a realização deste projecto, entendeu sobretudo que existiria aqui um forte potencial de desenvolvimento técnico-científico.

Assim sendo, o LESE aceitou o convite feito pela Câmara Municipal de Felgueiras (CMF), para o estudo da viabilidade técnica e económica deste projecto, estabelecendo como contrapartida que fosse celebrado um protocolo para a implementação de um sistema de monitorização associado à nova Ponte de Vila Fria.

Nesta área do comportamento estrutural de pontes de alvenaria de pedra, onde existe ainda algum deficit de informação técnico-científica, interessa sobretudo estudar o desempenho deste tipo de estruturas quando sujeitas a condições de carga muito mais gravosas do que aquelas para as quais estas pontes foram originalmente estudadas e também monitorizar o desempenho destas estruturas quando sujeitas a acções dos veículos correntes, embora com uma frequência de passagem muito superior àquela que existia há algumas décadas atrás, eventualmente potenciando efeitos de fadiga sobre a estrutura da ponte.

Fazem parte dos objectivos específicos deste trabalho a apresentação de uma série de métodos simplificados de determinação da resistência de arcos de alvenaria e posterior comparação dos resultados da sua aplicação ao caso da Ponte de Vila Fria e, em particular, ao seu arco de maior vão (arco 2). A demonstração detalhada das metodologias utili-

zadas encontra-se referenciada para eventual consulta do leitor mais interessado. Neste trabalho, interessa sobretudo sintetizar algumas ferramentas que se encontram disponíveis e que pela sua facilidade de aplicação, poderão ser utilizadas na obtenção de uma estimativa da carga máxima admissível de determinado arco ou, de forma inversa, para dimensionar a espessura de um arco partindo da consideração das acções regulamentares actantes sobre a ponte.

Este trabalho pretende também mostrar todo o processo construtivo inerente à construção da ponte, bem como o controlo que foi realizado sobre os materiais aplicados.

Um outro objectivo é o de contribuir para o conhecimento da resposta dos arcos de alvenaria de pedra em condições de serviço, nomeadamente quando solicitados pela acção de tráfego rodoviário pesado, para o qual muito contribuiu o ensaio de carga realizado. Este trabalho pretende também avaliar a eficácia e a eficiência do sistema de monitorização instalado na ponte.

Procurando sintetizar o que foi anteriormente referido, pretende-se com este trabalho divulgar à comunidade técnica um conjunto de novos conhecimentos que foram sendo adquiridos ao longo deste peculiar projecto, nomeadamente, pelo sistema de monitorização utilizado. Registam-se, por outro lado, um conjunto de actividades multidisciplinares, cuja informação dificilmente consegue ser obtida na bibliografia da especialidade, de que é exemplo a tecnologia associada à construção deste tipo de pontes, as características físicas e mecânicas dos materiais utilizados, etc.

### **1.3 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

Deste trabalho fazem parte 7 capítulos. Neste capítulo 1 pretende-se tecer algumas considerações iniciais sobre o enquadramento deste trabalho, alguns dos objectivos propostos, bem como a estrutura organizacional da tese. O capítulo 2 procura contribuir para o estado da arte através da evolução do conhecimento relativamente às pontes de alvenaria de pedra, enfatizando o estudo dos arcos de alvenaria de pedra para finalmente chegar à monitorização deste tipo de estruturas. O capítulo 3 é um capítulo essencialmente descritivo através do qual se pretende dar a conhecer os principais passos da execução deste projecto, a construção da obra bem como o controlo que foi implementado na utilização dos materiais da ponte através de ensaios laboratoriais diversos. O capítulo 4 procura caracterizar as dife-

rentes abordagens numéricas possíveis para o estudo de arcos de alvenaria de pedra. Especial ênfase é dada ao estudo da nova Ponte de Vila Fria através de um programa cuja formulação de base resulta da aplicação de mecanismos de rotura admissíveis aos arcos de alvenaria por formação de rótulas plásticas. O capítulo 5 caracteriza o sistema de monitorização instalado na ponte, constituído por dois sub-sistemas que adquirem em paralelo sinais ópticos e sinais eléctricos. Cada um destes sistemas possui uma rede de sensores conectados a um sistema de aquisição de sinal que é também descrita neste trabalho. O capítulo 6 descreve o ensaio de carga realizado na ponte e respectivos resultados. Dedicar ainda um sub-capítulo à metodologia que tem sido seguida com vista à monitorização da ponte em contínuo, nomeadamente através da divulgação dos dados numa página da Internet. Por fim, tecem-se no capítulo 7 as principais conclusões que resultaram deste trabalho e apontam-se desenvolvimentos futuros.

## CAPÍTULO 2

# ESTADO DO CONHECIMENTO SOBRE PROJECTO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES DE ALVENARIA DE PEDRA

### 2.1. A ALVENARIA ENQUANTO MATERIAL ESTRUTURAL

A técnica de construção em alvenaria consiste em ligar unidades de dimensões normalmente reduzidas com o objectivo de executar determinado elemento construtivo (parede, arco, abóbada). A repetição de elementos construtivos dará lugar a uma construção. A disposição destas unidades designa-se de *"aparelho"*. A Figura 2. 1 e a Figura 2. 2 ilustram alguns tipos de aparelho utilizados na execução de paredes, arcos ou abóbadas de alvenaria.

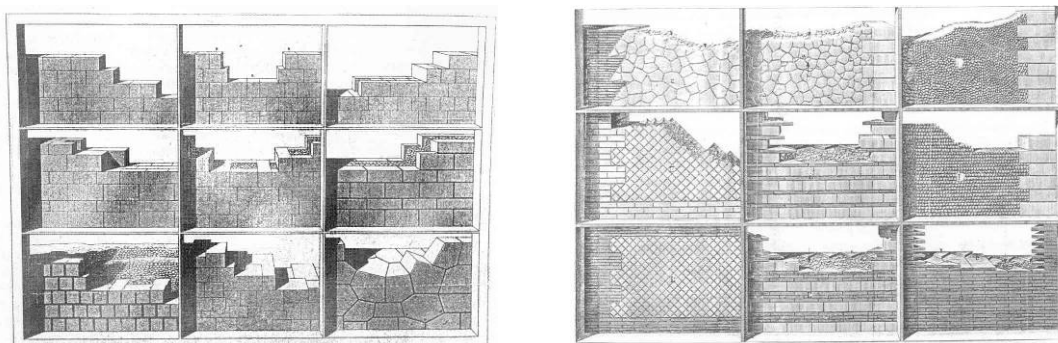
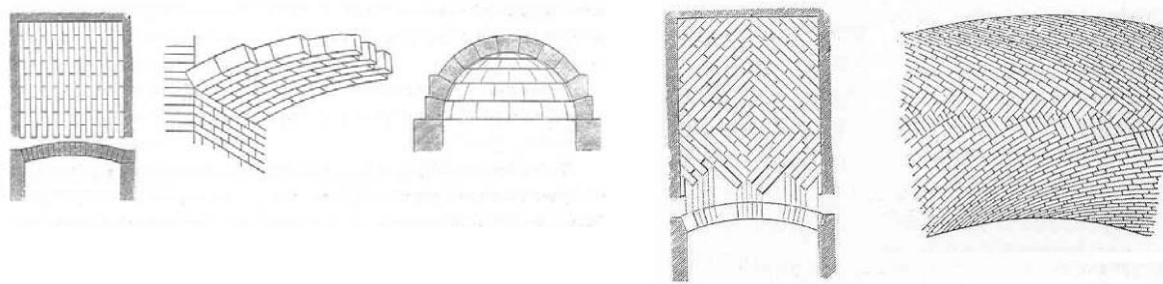


Figura 2. 1 – Diferentes tipos de aparelho utilizados na construção de paredes (Mateus (2002))



**Figura 2. 2 – Diferentes aparelhos utilizados na construção de arcos e abóbadas (Mateus (2002))**

Uma outra classificação resulta do ligante utilizado para a execução da alvenaria: distinguem-se as alvenarias em que as juntas são preenchidas por argamassa (de cal, de cimento Portland, etc) e as alvenarias de junta seca (as unidades encostam umas às outras sem qualquer ligante).

A alvenaria é a técnica construtiva mais antiga que ainda encontra aplicação na indústria de construção actual. Naturalmente que houve mudanças nos materiais utilizados e nas aplicações possíveis, mas a técnica de agrupar tijolos ou blocos manteve-se idêntica às desenvolvidas há alguns milhares de anos (Lourenço (1996)).

Aliada à sua simplicidade construtiva, a alvenaria possui importantes características como a sua solidez, durabilidade e reduzida manutenção, versatilidade, boa capacidade de absorção sonora e de resistência ao fogo.

A alvenaria enquanto técnica construtiva surge há cerca de 10 000 anos em concomitância com o desenvolvimento das primeiras civilizações localizadas no Próximo Oriente. Vestígios de casas semi-enterradas de alvenaria de pedra de junta seca foram identificados em Israel cuja data de origem remonta aos anos 9000-8000 AC.

Da arquitectura egípcia pode-se admirar as pirâmides faraónicas datadas entre os anos 2800-2000 AC e que constituem a única das sete maravilhas do mundo que chegaram até ao séc. XX (ver Figura 2. 3). O período que medeia entre o início da era Cristã e o séc. XII foi dominado pela arquitectura Romana e a construção em pedra projectou-se através de inúmeras obras que vão desde as pontes e aquedutos até aos templos e palácios. A arte de cortar e modelar a pedra atingiu o seu apogeu no período Gótico que se inicia no séc. XIII e culmina no final do séc. XVI, com a construção de magníficas catedrais, de que é exemplo a catedral de Notre Dame, em Paris, ilustrada pela Figura 2. 4.



Figura 2. 3 – Pirâmides no Egipto



Figura 2. 4 – Catedral de Notre Dame, Paris

O peso relativo da alvenaria de pedra na construção actual é muito reduzido, resultado por um lado, dos custos associados à exploração, corte, transporte e manuseamento dos blocos de pedra e por outro, pelo aparecimento e implementação do betão armado e do aço como materiais estruturais. No entanto, mostra-se na Figura 2. 5 um exemplo de uma construção contemporânea que privilegia a pedra como principal material estrutural.



Figura 2. 5 – Construção de moradia em alvenaria de pedra – Galiza

## 2.2. PONTES DE ALVENARIA: BREVE RESENHA HISTÓRICA

Para se acompanhar o percurso e a evolução das pontes ao longo do tempo terá que se recuar até à mais remota antiguidade. Com efeito, a vontade do homem em ultrapassar obstáculos físicos que se cruzam no seu caminho, terá existido desde que este habita o mundo. As primeiras pontes terão assim surgido e os primeiros materiais utilizados foram os disponíveis na natureza – a madeira e a pedra. Veja-se na Figura 2. 6 a utilização do material conforme ele aparece na natureza e a simplicidade e leveza conseguidas na transposição deste rio.





Figura 2. 6 – Ponte Tarr Steps – Inglaterra (Graf (2002))

Os primeiros relatos de uma ponte de pedra com 800 metros de extensão e 19 metros de altura sobre o nível das águas do rio Min surgem da China por volta do ano 1050 A.C. Uma outra ponte com sete pilares de pedra e tabuleiro em madeira construída por volta do ano 600 A.C. sobre o rio Eufrates é considerada um dos expoentes máximos do seu tempo (Wittfoht (1975)).

A partir daqui será razoável pensar que a cultura e o saber tenham irradiado da Mesopotâmia para os países vizinhos. Assim encontramos hoje em Juzistan (Pérsia), uma ponte de alvenaria construída em 20 arcos ogivais com uma extensão total de 370 metros que se pensa ter sido construída no século IV A.C.

Aproveitando a arte de construir abóbadas transmitida pelos etruscos, os romanos foram contudo os grandes impulsionadores da construção de pontes de alvenaria de pedra.

A reputação e o prestígio de que gozavam estes mestres construtores são facilmente reconhecidos, pois o Papa (a mais alta autoridade na hierarquia da igreja Católica) é ainda hoje denominado de *"Pontifex Maximus"* ou *"Sumo Pontífice"*, que significa *"o maior construtor de pontes"* (entre Deus e os homens).

No início da era cristã, surgem assim na capital do império romano uma série de pontes em arco de pedra com vãos entre os 20 e os 30 metros, tendo algumas dessas pontes chegado até aos nossos dias em razoável estado de conservação.

A ponte *Aemilius* (Emílio) construída no ano 181 A.C., a ponte *Cestius* e a ponte *Fabricius* (Fabrício) do ano 43 D.C. e a ponte *Aelius* (Santo Ângelo) construída no ano 134 D.C., e ilustrada na Figura 2. 7, são alguns exemplos da mestria com que estes construtores dominavam a arte de construir pontes em arco de alvenaria de pedra.

Em território português encontra-se a ponte de Chaves, magnífico exemplar do legado romano datado do final do século I D.C., como se ilustra na Figura 2. 8.



Figura 2. 7 – Ponte Santo Ângelo – Roma (Leonhardt (1986))

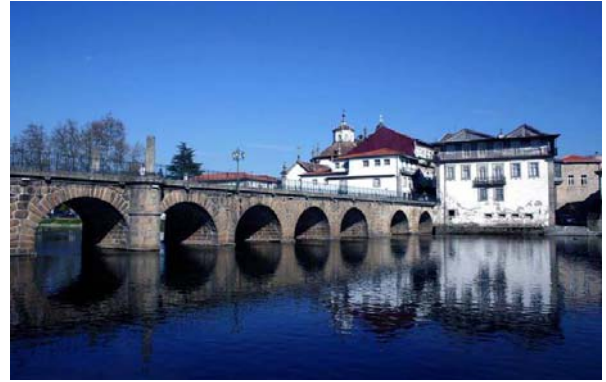


Figura 2. 8 – Ponte romana de Chaves

Do legado romano fazem também parte inúmeras pontes que faziam a condução de água por vezes com vários quilómetros de extensão. A ponte "du Gard", construída no sul de França entre os anos 63 e 12 A.C., que se observa na Figura 2. 9, permanece como o exemplo mais impressionante dos aquedutos romanos.

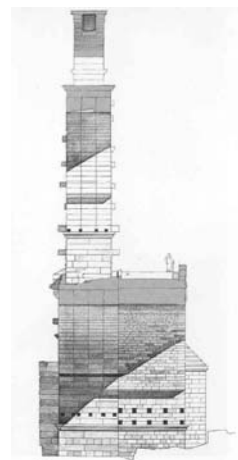
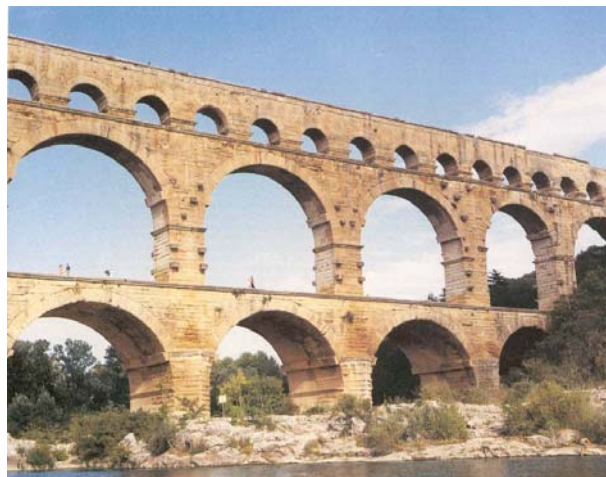


Figura 2. 9 – Ponte du Gard em Nimes: a) alçado, b) perspectiva e c) secção transversal (Leonhardt (1986))

Com a decadência do império romano perderam-se também ou caíram em desuso a enorme rede de estradas a partir das quais as colunas de legionários mantinham o controlo territorial. Inicia-se então um período de estagnação na construção de pontes.

Foi com a ascensão de príncipes e bispos ao poder, através da organização da sociedade em volta do clero e da nobreza, que surgiram de novo pontes de grande importância nas cidades, juntamente com as catedrais no interior das zonas muralhadas que circundavam e protegiam o centro das cidades.

A ponte sobre o rio Danúbio em Ratisbona (1135-1146), a ponte sobre o rio Elba em Dresden ou a ponte D. Carlos IV sobre o rio Moldava em Praga (Figura 2. 10), são alguns exemplos deste novo fulgor no reaparecimento da arte de construção de pontes. A primeira ponte de pedra sobre o rio Tamisa em Londres foi construída entre os anos 1176 e 1209.

A Figura 2. 11 mostra uma das primeiras pontes de arcos abatidos, representativa da idade média: a ponte *Vecchio* em Florença, terminada em 1345.



Figura 2. 10 – Ponte D. Carlos IV – Praga (Leonhardt (1986))



Figura 2. 11 – Ponte Vecchio – Florença

Encontramos ainda inúmeras pontes espalhadas um pouco por toda a Europa: a influência da arte turca na ponte romana de *Mostar* sobre o rio *Neretva*, na Jugoslávia (ver Figura 2. 12), a ponte sobre o rio *Ródano* em *Avignon* construída em 1180 (ver Figura 2. 13), ou a audácia e o atrevimento na ponte *Degli Scalzi* em Veneza (ver Figura 2. 14).





Figura 2. 12 – Ponte Mostar – Jugoslávia (Graf (2002))



Figura 2. 13 – Ponte de Avignon (Graf (2002))

O impulso deste arco extremamente abatido é absorvido por troncos de madeira cravados no terreno arenoso circundante. Tendo consciência da importância da rigidez dos encontros para absorção dos impulsos provenientes do arco, é admirável que estes encontros (e por conseguinte a ponte) tenham aguentado em segurança o passar dos séculos.

A escola francesa constitui sem dúvida uma referência incontornável na construção de pontes de alvenaria. A ponte *Neuf*, Figura 2. 15, concebida pelos arquitectos Baptiste du Cerceau e Métézeau des Illesentre 1578 e 1607, atravessa o rio Sena na sua passagem pela “*Île de la Cité*” (Graf (2002)).



Figura 2. 14 – Ponte Degli Scalzi – Veneza



Figura 2. 15 – Ponte Neuf – Paris (Leonhardt (1986))

A Ponte *Royal* de Paris desenhada por Jules Hardouin-Mansart e construída por Jacques Ange Gabriel em 1684 e a Ponte de *Blois* construída por Jacques Gabriel em 1716 são dois outros exemplos do fulgor e do desenvolvimento que acompanham a construção de pontes nesta época.

Mas a mestria francesa na construção de pontes de alvenaria de pedra atinge o seu ponto mais alto com os trabalhos de Jean-Rodolphe Perronet. Fundador e director da “*École des Ponts et Chaussées*” durante 47 anos, ele foi o “pai espiritual” de numerosos engenheiros que se inspiraram no seu exemplo. Do seu vasto *curriculum* de pontes, constam obras como a

“Pont de Neuilly”, a “Pont d’Orléans”, e a “Pont de la Concorde” (Figura 2. 16 e Figura 2. 17), onde se alcançou uma relação flecha/vão de 1/8 para vãos de 31 metros.



**Figura 2. 16 – Ponte De la Concorde – Paris.**  
(Leonhardt (1986))



**Figura 2. 17 – Descimbramento da Ponte de Neuilly no dia da inauguração.** (Perronet (1987))

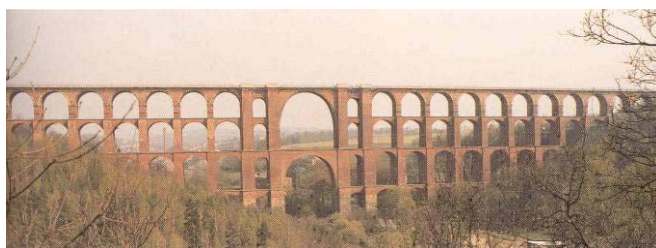
Um outro marco que permitiu que a construção das pontes em arco de pedra se prolongasse até aos nossos dias foi o advento da rede ferroviária como uma nova via de comunicação. Com efeito, mesmo depois do início da revolução industrial e, portanto, com o aparecimento de variadas pontes em ferro (D. Maria Pia (1877), Garabit (1884), Viaur (1902) e Firth of Forth (1890)), a presença da pedra nas pontes ferroviárias perdurou até que um novo material (betão) se estabelecesse de forma definitiva.

Um motivo para a preferência dada, na via ferroviária, às pontes em pedra quando comparadas com as metálicas, terá sido por estas apresentarem uma maior rigidez, transmitindo desta forma maior segurança aos seus utilizadores.

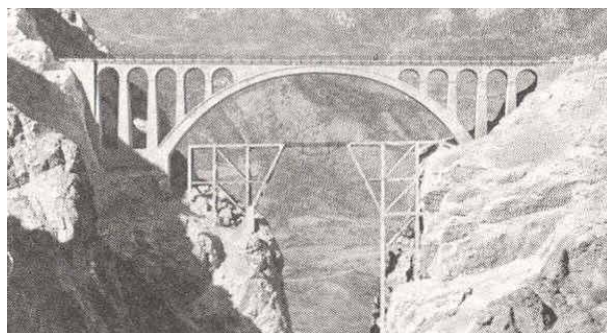
O expoente máximo deste tipo de ponte, Figura 2. 18, e que foi considerada durante muito tempo a oitava maravilha do mundo, é o viaduto de Goltzsch. Construído em 1845 na antiga República Democrática da Alemanha, estende-se ao longo de 578 metros e alcança uma altura de 78 metros.

Com a evolução dos viadutos ferroviários, os engenheiros aventuraram-se no projecto de pilares cada vez mais esbeltos, como no viaduto de Enz em Bietigheim (1854), que possui pilares com 36 metros de altura e apenas 2 metros de espessura junto à nascença dos arcos.

No entanto, as pontes em arco de pedra revelam toda a sua beleza quando têm que atravessar, com apenas um arco, vales profundos. A Figura 2. 19 ilustra este tipo de configuração estrutural para a ponte ferroviária *d’Abassabad*, na Turquia.

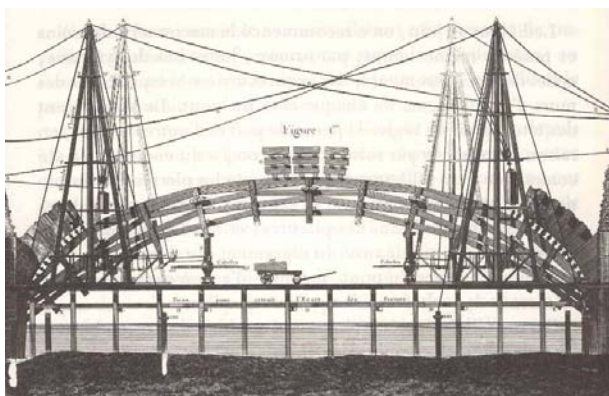


**Figura 2. 18 – Viaduto de Goltzsch – Alemanha  
(Leonhardt (1986))**



**Figura 2. 19 – Ponte d'Abassabad – Turquia.  
(Leonhardt (1986))**

Embora de duração efémera, deve fazer-se referência aos cimbres que servem de apoio a estes arcos em fase construtiva, ver exemplo da Figura 2. 20 e Figura 2. 21. A madeira prestou aqui um papel fundamental na construção das pontes de pedra. Por vezes são também eles motivo de grande engenho, e constituem por si só construções concebidas com grande mestria.



**Figura 2. 20 – Cimbres para apoio do arco em fase construtiva. (Perronet (1987))**



**Figura 2. 21 – Fase construtiva da Ponte Varosa – Cimbres para apoio do arco central (Quadro da FEUP)**

Séjourné, formidável engenheiro, levou as pontes de pedra a uma dimensão inimaginável, embora o tenha feito com um certo anacronismo. Situando as suas principais intervenções na transição do século XIX para o século XX (período áureo deste engenheiro), percebe-se que o período áureo das pontes em alvenaria teria já dado lugar ao ferro e início do betão armado como materiais de eleição na construção das pontes. As Figura 2. 22 e Figura 2. 23 mostram o seu projecto mais arrojado, a *ponte Adolfo*, construída entre 1900 e 1903, no Luxemburgo.





Figura 2. 22 – Ponte Adolfo – Luxemburgo



Figura 2. 23 – Ponte Adolfo – Luxemburgo (fase construtiva)

### 2.3. AS PONTES DE ALVENARIA EM PORTUGAL

Para se estabelecer uma sequência cronológica das pontes de alvenaria em Portugal, teremos necessariamente que começar pelo legado romano. Efectivamente, a construção de uma rede de estradas constitui sem dúvida uma das maiores proezas daquela civilização. O sistema de estradas permitiu ligar os pontos mais importantes do império romano, contribuindo significativamente para o desenvolvimento das regiões que por esse sistema viário eram atravessadas. Este sistema não ficaria contudo completo e operacional sem o aparecimento de um elemento indispensável à sua materialização – a ponte (Ribeiro (1998)).

O sistema viário romano estendeu-se até ao que viria a ser mais tarde território português, havendo como tal inúmeros vestígios de estradas e pontes em território nacional.

No actual património arquitectónico do nosso país a Ponte de Vila Formosa sobre a Ribeira de Seda constitui sem dúvida um dos exemplares mais interessantes do legado romano (ver Figura 2. 24) Esta ponte intervencionada recentemente ([www.monumenta.pt](http://www.monumenta.pt)), encontra-se na antiga estrada romana que atravessando o Alentejo vinha ter a Santarém.

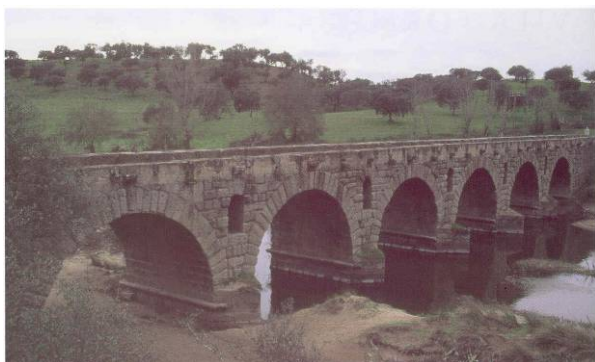


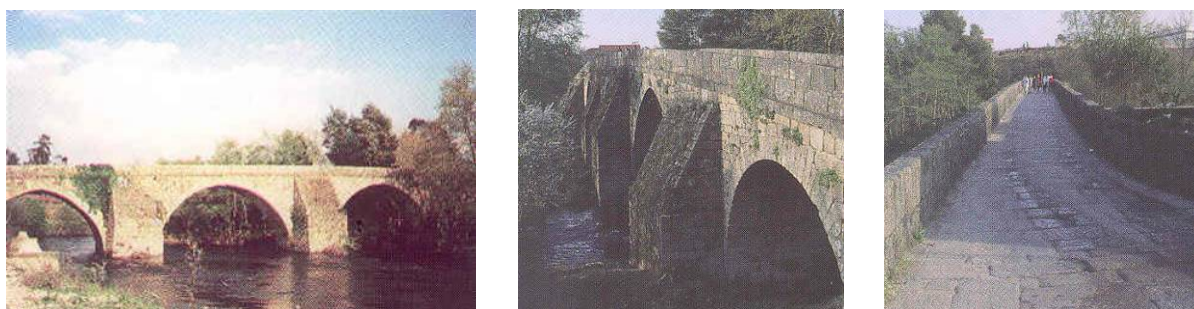
Figura 2. 24 – Ponte romana de Vila Formosa.

Classificada “monumento nacional” desde 1910, a sua construção remonta a finais do século I/início do século II da era cristã. A ponte foi construída em cantaria grossa aparelhada e almofadada de granito. O tipo de aparelho *opus quadratum* é usual na arquitectura romana dos dois primeiros séculos da era cristã.

O tabuleiro de perfil horizontal, assenta em seis arcos de volta inteira iguais entre si. Nos intervalos dos arcos sobre os pilares há ainda cinco olhais em arco de volta inteira, que funcionam como descarga para o excesso de caudal na altura das cheias (Ribeiro (1998)).

A rigorosa horizontalidade do tabuleiro e a utilização de arcos de volta perfeita todos iguais são elementos característicos das pontes romanas. Traduzindo a sua evolução para a época medieval, as pontes deste período tendem a possuir uma maior variabilidade formal, com arcos centrais maiores, adequando-se às características geográficas do local, conforme refere Carita e Cardoso (1997).

Embora conhecida como ponte romana, por nesse local ter existido uma outra ponte que pertencia ao sistema viário romano que ligava Porto a Braga, a Ponte da Lagoncinha sobre o rio Ave deve ser considerada como representativa do período medieval. Esta ponte é constituída por um tabuleiro em corcova ou cavalete, com duas rampas de acesso apoiado em seis arcos diferentes, sendo três de volta inteira e outros três levemente apontados. Com 120 metros de comprimento por 4 metros de largura, incluindo guardas, possui ainda pavimento formado por lajedo de granito e as guardas são em cantaria do mesmo material, conforme se observa na Figura 2. 25.



**Figura 2. 25 – Ponte medieval da Lagoncinha**

Ainda do período medieval, encontramos a oito quilómetros de Bragança, na freguesia de Gimonde, uma ponte com o mesmo nome. Esta ponte tem como particularidade principal, o facto de ser integralmente construída com pedra de xisto, com as guardas a serem coroadas também com pedra de xisto na posição vertical (ver Figura 2. 26). Possui um comprimento total de 144 metros por 4,5 metros de largura. O tabuleiro em cavalete apoia em 6



arcos iguais de volta inteira, reforçados por cinco talhamares de perfil triangular a montante e a jusante.



**Figura 2. 26 – Ponte medieval de Gimonde**

A ponte de Ucanha no distrito de Viseu mandada construir em 1465 pelo Abade de Salzedas, constitui um dos poucos exemplares de ponte fortificada, pois na sua margem direita possui uma torre com vários pisos de altura para defesa do couto monástico de Salzedas (ver Figura 2. 27). O tabuleiro possui também perfil em cavalete apoiado sobre cinco arcos apontados, de altura e abertura diferentes, tendo o arco central de maior dimensão 12 metros de altura para um vão de 10 metros.



**Figura 2. 27 – Ponte medieval de Ucanha**

Por último, apresenta-se na Figura 2. 28 uma obra notável de um período bastante mais recente da nossa história – o Aqueduto das Águas Livres – em Lisboa. Esta obra faz parte de um circuito de 58 quilómetros de extensão que permitiu no século XVIII abastecer de água a cidade de Lisboa. A travessia do vale de Alcântara foi conseguida através da execução de um conjunto de 35 arcos apontados. O arco central com 65 metros de altura possuía a particularidade de ser o maior até então construído dentro da sua classificação (arcos apontados).



**Figura 2. 28 – Aqueduto das Águas Livres – Lisboa**

Com este ponto pretende-se apenas seleccionar um pequeno número de pontes e aquedutos que possam de alguma forma ser representativas dos diferentes estilos arquitectónicos que caracterizaram as épocas ao longo da nossa história e que encontram também paralelo nas muitas centenas de pontes em arco de pedra existentes no nosso país.

## **2.4. A EVOLUÇÃO DO CONHECIMENTO NO ESTUDO DE ARCOS DE ALVENARIA**

O conjunto de conhecimentos científicos que suportaram a tecnologia das pontes em arco de pedra é consistente, mas mínimo, de acordo com os actuais padrões de segurança exigidos. O conhecimento em termos científicos das estruturas em arco de alvenaria começa a eclodir nos séculos XVII e XVIII.

No entanto, o método da tentativa e erro foi lentamente acumulando conhecimento, criando um conjunto de regras básicas a verificar no dimensionamento destas estruturas.

As respostas à maior parte das questões colocadas aquando da concepção de uma ponte em pedra eram reunidas e condensadas sob a forma de tratados, que circulavam normalmente em meios restritos, assegurando desta forma a passagem do conhecimento de geração em geração.

Em relação ao período pré-romano, e embora existam evidências do conhecimento das técnicas construtivas incorporando arcos, nomeadamente por parte da civilização etrusca, não chegaram aos nossos dias quaisquer documentos sobre a forma de realizar estas construções.

Apesar da descoberta do funcionamento estrutural do arco não poder ser atribuída aos romanos, foi esta civilização que mais impulsionou a sua utilização, desenvolvendo esta téc-

nica de construção com elevada mestria, como o demonstram inúmeras obras que, atravessando os séculos, fazem ainda hoje parte do nosso património histórico.

Assim, partindo do período romano, nos parágrafos seguintes realiza-se uma exposição cronológica dos principais autores que se dedicaram ao estudo das estruturas de alvenaria em geral, e aos arcos de alvenaria, em particular.

### **i. Marco Vitrúvio Polião**

Embora existam poucas informações sobre Vitrúvio, parece consensual que terá sido “arquitecto” romano no tempo de Júlio César (101-44 a.C.), imperador a quem dedica a sua obra “De Architectura”.

Conforme nos conta Maria Helena Rua na introdução à obra *“Os dez livros de architectura de Vitrúvio”*, mais importante do que definir a qualidade e o brilhantismo técnico deste arquitecto, deve sobretudo enfatizar-se a sua generosidade ao deixar todo o seu conhecimento compilado em 10 “livros” que correspondem ao que actualmente se designa por capítulos. Citando Rua (1998), *“...o seu brilhantismo se deveu essencialmente ao seu genial legado histórico, porque, para além de escrever o que sabia da forma que sabia, sem o domínio perfeito da gramática latina, o fez aparentemente com uma grande generosidade, divulgando livremente os seus conhecimentos, o que ainda hoje deve ser um factor caracterizador do puro pensamento científico”*.

Junto com os tratados de Plínio (23-70 D.C.) e de Vegécio (385-400 D.C.), são os primeiros documentos onde podemos encontrar referências às técnicas construtivas romanas. O tema dos arcos não é ainda estudado, aludindo-se para a necessidade de aplicar regras de proporção adequadas como garantia da estabilidade da construção.

Com efeito, o dimensionamento destas estruturas era estabelecido empiricamente baseado em regras de proporção geométrica, seguindo por vezes o método da *“tentativa e erro”*. À medida que estas estruturas iam sendo edificadas com sucesso, iam sendo replicadas por diversos pontos do império, a diferentes escalas.

Já em pleno período medieval, a construção deixa de ter o fulgor que adveio da civilização romana, época em que os meios adstritos a estas actividades de construção eram incomparavelmente maiores e a necessidade de manter todo o império com adequadas condições de acessibilidade, permitia que se afectassem significativos recursos humanos para a construção. Outra vantagem resultava do facto de existirem muito mais *“engenheiros militares/mestres de obras”* detentores do conhecimento necessário à construção destas obras.

## ii. Villard de Honnecourt

Do período medieval chegaram até nós alguns documentos com regras de dimensionamento e técnicas construtivas. O livro de apontamentos de Villard de Honnecourt datado de 1235, mostra-nos a influência da escola romana através do estabelecimento de algumas regras de proporção, conforme se observa na Figura seguinte.

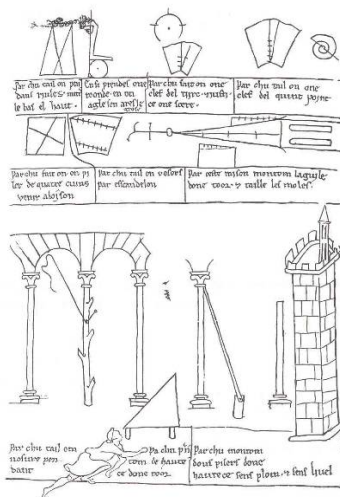


Figura 8.1. Página del libro de dibujos de Villard de Honnecourt (Willis, 1859)

Figura 2. 29 – Página do livro de Villard de Honnecourt. (Heyman (1995))

## iii. Leon Battista Alberti

O tratado de arquitectura de Alberti intitulado “De reaedificatoria” foi apresentado ao papa Nicolau V em 1452 e foi o seu trabalho mais divulgado.

Ao longo dos tempos, o livro de Alberti será entendido como uma ampliação do texto de Vitruvius. As opiniões sobre este seu trabalho são diversas e contraditórias. Para Villalba (1995), os autores posteriores não citam mais este autor do que Vitruvius. O próprio Leonardo da Vinci, que apareceu um século depois de Alberti, não o cita explicitamente, fazendo apenas algumas referências.

Para Villalba (1995), os erros de Alberti não são apenas de semântica, são sobretudo de concepção mecânica. Considera apenas a existência de três tipos de arcos que afinal de contas têm todos a mesma concepção mecânica, ou seja partem todos da configuração circular. Compara em diferentes ocasiões o arco com uma viga flectida, que Villalba (1995) classifica de pouco feliz.

Alberti trata o tema dos arcos em dois capítulos distintos e retoma depois este assunto no tema das pontes. Embora não pareça aqui importante desenvolver em detalhe o conteúdo

destes capítulos, importa sobretudo ilustrar a mentalidade, ainda medieval, que norteava o projecto dos arcos, com uma dose de geometria muito superior à mecânica.

Numa outra recomendação, refere que as juntas devem ser radiais. Este conselho vem já de Vitruvius, com uma justificação lógica no tempo dos romanos, que faziam os arcos de forma simples e radiais. No entanto, na época gótica existe já uma enorme variedade de arcos cujas formas dificilmente se adequam à execução de juntas radiais.

Apesar de todas estas críticas, o trabalho de Alberti deve destacar-se essencialmente por dois motivos:

- i. Por ser o primeiro texto que procura dar uma explicação para o comportamento estrutural de um arco;
- ii. Porque realça a importância da distribuição da massa na consideração da estabilidade de um arco.

O seu trabalho torna-se bastante mais claro e objectivo quando estuda as medidas e proporções dos vários elementos das pontes. O limite de esbeltez é imposto admitindo que a largura do pilar será  $\frac{1}{4}$  da sua altura. Quando ao vão do arco, admite que estará compreendido entre 4 e 6 vezes a largura do pilar. Adopta ainda para a espessura do arco um valor superior a  $\frac{1}{10}$  do seu vão.

A partir das peças escritas por Alberti, foi realizado por Straub um esboço da ponte ideal que se apresenta na Figura 2. 30.

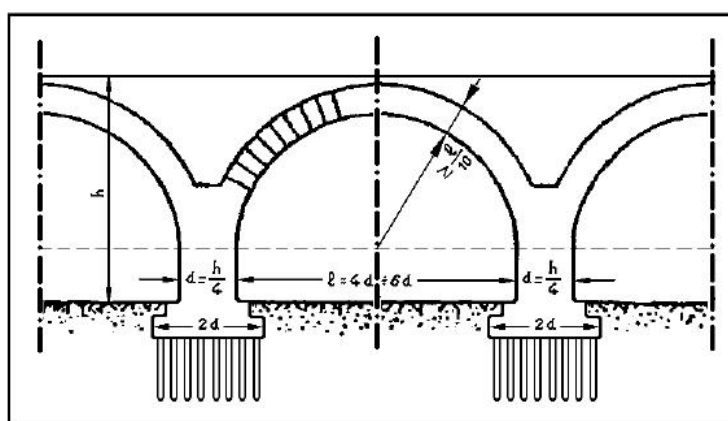


Figura 2. 30 – Desenho com as dimensões ideais das pontes segundo Alberti

Estas regras irão constituir a doutrina oficial para o desenho de pontes que irá perpetuar-se até meados do século XVIII. Naturalmente ao longo de todos esses anos foram sendo cons-

truídas pontes fora das recomendações de Alberti. Perronet irá ser o primeiro a questionar por escrito as regras para dimensionamento dos apoios dos arcos, particularmente quando se tratava de arcos rebaixados.

#### iv. Leonardo da Vinci (1452-1519)

A análise de manuscritos descobertos à relativamente poucos anos (1967), atestam a hipótese de que Leonardo estava a preparar a edição de um tratado de arquitectura antes de morrer. Da análise destes textos, conclui-se que utiliza uma linguagem mais clara, do que Alberti, é mais preciso e metucioso. Huerta (2001) afirma que Leonardo terá sido o primeiro a esboçar um estudo mecânico dos arcos. A Figura 2. 31 mostra uma série de desenhos de Leonardo com experiências que tinham como objectivo adquirir uma maior percepção do comportamento dos arcos. Estes esquemas manifestam o extraordinário talento de Leonardo que descobre, por exemplo, o correcto mecanismo de colapso dos arcos por formação de articulações ou rótulas, antecipando-se 200 anos em relação aos primeiros desenhos de Danizy sobre esta questão.

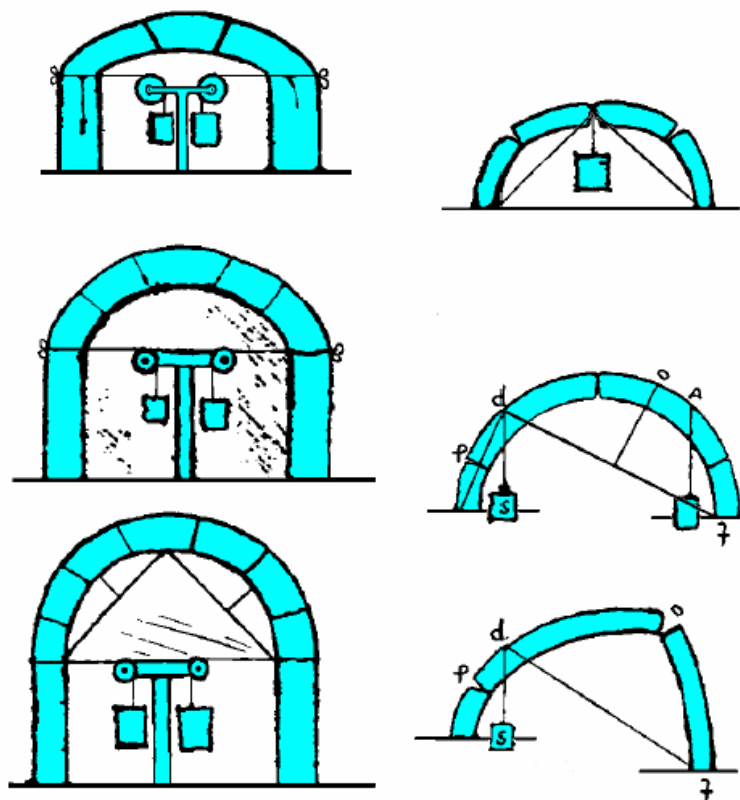


Figura 2. 31 – Estudo do comportamento dos arcos por Leonardo da Vinci (Gasch, 2003)

Depois da análise minuciosa de Vitruvius, Alberti e Leonardo, o arquitecto Villalba (1995) conclui que todos estes tratados clássicos de construção acabam por ter pouca influência sobre os construtores da época. Estes passariam os conhecimentos por tradição oral, consistindo em regras ou normas que não seriam escritas por falta de rigor, de verificação científica ou insuficiência de ensaios. De facto, parece razoável supor que estes construtores medievais, mais próximos das gentes pobres e do povo do que dos estudiosos das ciências, dificilmente poderiam adquirir livros técnicos, provavelmente escritos em línguas estrangeiras e editados fora do país, sendo até difícil ter conhecimento da sua existência.

#### v. Palladio (1570)

O tratado de arquitectura de Andrea Pietro Palladio “I quattro libri dell’ architettura” publicado em Veneza em 1570 é um dos mais influentes no desenho de arcos. Questiona a antiga regra do terço de vão para a largura dos pilares, por considerá-la demasiado conservativa. Para evidenciar este facto, Palladio reúne uma série de dados sobre pontes reais e mostra a partir das respectivas dimensões que esta regra estava já claramente ultrapassada.

#### vi. Robert Hooke (1675)

A linha de investigação que se inicia com o físico inglês enuncia o teorema cuja tradução do latim será “*Da mesma forma que se suspende um fio flexível, também assim, mas invertido, se sustenta um arco rígido*”, e que se encontra ilustrado na Figura 2. 32. No entanto, não apresenta nenhuma justificação matemática que sustente este importante teorema. Poleni irá aplicar esta ideia ao estudo da cúpula de São Pedro de Roma, como se verá num ponto posterior deste capítulo.

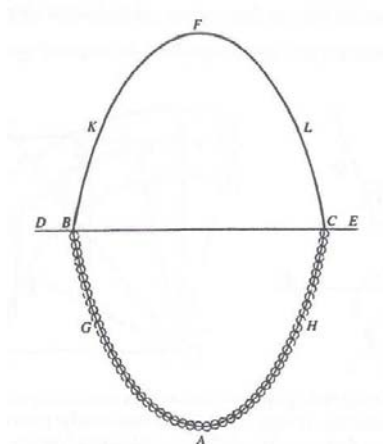


Figura 2. 32 – Corrente suspensa de Hooke. (Heyman (1995))



### vii. François Blondel (1683)

Propõe uma regra empírica para o dimensionamento da espessura dos pilares de apoio dos arcos. Consiste em dividir o perímetro do intradorso do arco em três partes iguais. Prolongando um dos pontos encontrados passando pela nascente do arco por um segmento de igual distância, encontra-se a vertical que define o limite do pilar de apoio do arco, tal como se mostra na Figura 2. 33.

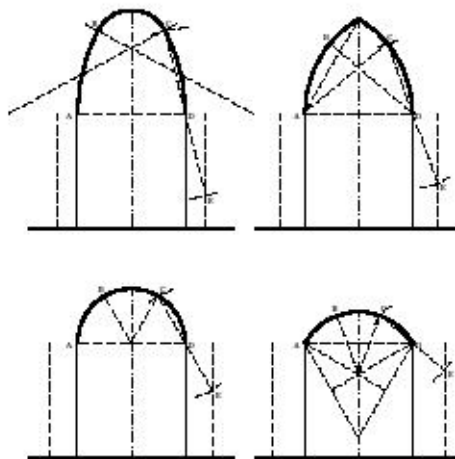


Figura 2. 33 – Regra de Blondel (Gasch, 2003)

### viii. David Gregory (1697)

Este professor de matemática da Universidade de Edimburgo e de Astronomia na Universidade de Oxford, afirma que a catenária invertida é a forma correcta de um arco de alvenaria de secção constante que suporta apenas o seu peso próprio, ou seja, "...quando um arco de alvenaria que não tenha a forma duma catenária se sustem, é porque no interior da sua espessura está incluída alguma catenária."

Ficou com esta afirmação definida a aplicação a estruturas de alvenaria do teorema do limite inferior da análise plástica.

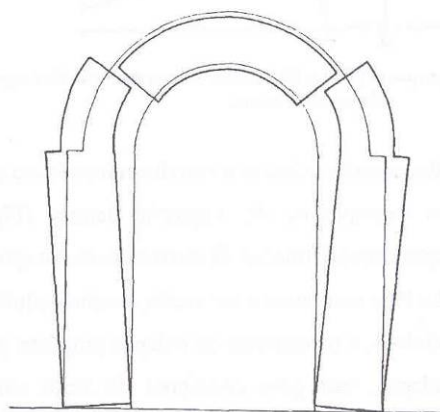
### ix. Philippe de la Hire (1712)

Philippe de la Hire estudou o comportamento mecânico de arcos e abóbadas aplicando pela primeira vez os conceitos da estática. Hire é considerado por diversos autores (Benvenuto, 1991; Binda, 1980; Giuffré, 1986; Heyman, 1972), como o primeiro investigador com uma abordagem científica, do ponto de vista da mecânica estrutural, do estudo de arcos e abóbadas. Até aí, os estudos eram baseados em interpretações intuitivas das observações experimentais (Gago (2004)).



Em 1712, La Hire apresenta uma memória tendo como principal objectivo estabelecer regras racionais para o dimensionamento dos pés-direitos que suportam os arcos. Segundo este estudioso, o mecanismo através do qual o arco poderia colapsar era constituído por cunhas deslizantes, que, por acção do seu peso próprio, fariam deslocar a parte superior do arco e empurrando os encontros para o exterior (Figura 2. 34).

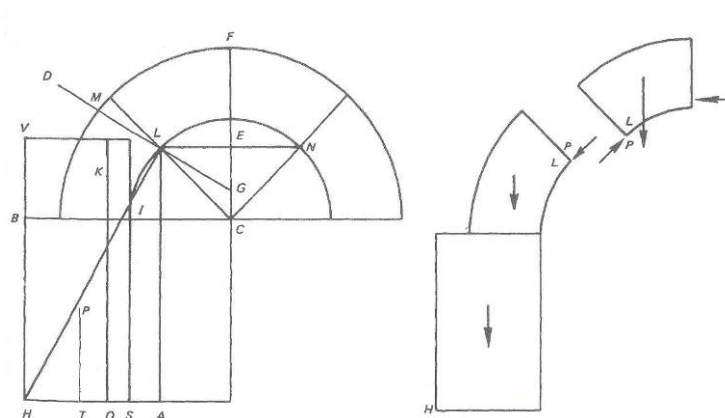
O efeito do atrito entre aduelas foi desprezado nos seus estudos e apenas com Coulomb viria a ser formulado convenientemente.



**Figura 2. 34 – Mecanismo tipo cunha deslizante proposto por Philippe de la Hire**

Tal como pode ser observado na figura anterior, La Hire considerou que as juntas de escorregamento ocorriam para secções a aproximadamente meia distância entre os encontros e o fecho, ficando desta forma o estudo do arco reduzido ao equilíbrio dos três corpos rígidos daqui resultantes.

Os resultados dos estudos de La Hire foram apresentados sob a forma gráfica, embora com uma metodologia de difícil aplicação.



**Figura 2. 35 – Diagrama de corpo livre correspondente ao mecanismo proposto por La Hire**

A teoria intuitiva e convincente de La Hire não era, todavia, confirmada pelos trabalhos experimentais de Augustin Danyzy (Figura 2. 37), que mostravam um mecanismo de colapso

com a formação de rótulas nas juntas entre aduelas. No entanto, esta teoria continuou a ser aceite, encontrando-se ainda descrita em manuais do século XIX.

O mecanismo de colapso proposto por La Hire é um dos possíveis mecanismos de colapso, mas para condições de atrito correntes não é o mecanismo mais provável (Gago (2004)).

#### **x. H. Gautier (1717)**

Realiza os primeiros ensaios sobre arcos constituídos por aduelas de madeira. Apresenta um tratado de construção de pontes, onde define regras e proporções excessivamente conservadoras na maioria das situações, sobre a geometria dos arcos, dos encontros e pilares. Para a largura dos pilares intermédios de pontes, propõe a antiga regra empírica de 1/5 do vão.

#### **xi. B. F. Bélidor (1729)**

Neste ano publica *“A ciência dos engenheiros”*, o primeiro manual de engenharia. O segundo livro é exclusivamente dedicado à mecânica dos arcos.

Baseando-se nos trabalhos de Philippe de la Hire afirma que a secção mais desfavorável num arco circular se encontra a 45°, admitindo o mecanismo de colapso por cunha deslizante.

Este seu livro incluía inúmeros exemplos de aplicação às situações mais correntes na prática construtiva, onde o autor pretendia substituir as antigas regras empíricas de dimensionamento por regras racionais introduzindo, por exemplo, a estática gráfica na análise de arcos.

#### **xii. Pierre Couplet de Tartreux (1729)**

Em 1729 e 1730, Couplet apresentou na Académie Royale des Sciences duas memórias onde se incluíam estudos sobre o comportamento estrutural de arcos.

Na sua 1ª memória, estuda as linhas de impulso baseado na hipótese de atrito nulo entre aduelas. Esta hipótese teria já sido anteriormente considerada, sem sucesso, por Philippe de la Hire, entre outros autores. No entanto, Couplet afirma que apesar desta hipótese ser falsa, todos os autores que o precederam também a admitiram, e que desta forma poderia comparar os resultados sem deslizamento e com deslizamento entre aduelas.

No ano seguinte, publica a 2ª memória sobre o impulso dos arcos que é o seu melhor trabalho científico. Admite então que o atrito entre aduelas é suficiente para impedir o deslizamento e, embora não o explicita de forma clara, considera que a pedra trabalha com níveis

de tensão suficientemente baixos para que se possa considerar desprezável o perigo de rotura da pedra à compressão e que a sua resistência à tracção é muito baixa.

Estão desta forma identificadas as premissas que permitem aplicar a teoria de análise plástica convencional às estruturas em arco de alvenaria.

O teorema seguro ou teorema do limite inferior aplicado a um arco diz que encontrando-se uma linha de pressões contida dentro da espessura do arco estando em equilíbrio com o peso próprio e as sobrecargas, então o arco não poderá colapsar para essas acções. É então uma condição suficiente para se garantir a estabilidade de um arco. Para demonstrar que um arco é instável, será necessário construir um sistema de articulações que transforme a estrutura num mecanismo. Fica assim provado que a teoria de análise plástica pode ser aplicada a estruturas de alvenaria.

Com estas considerações iniciais, Couplet preocupa-se inicialmente em determinar a espessura mínima de um arco semi-circular sujeito apenas ao seu peso próprio. Segundo Couplet, o arco colapsará dividindo-se em quatro partes unidas entre si por articulações. Através de considerações de equilíbrio sobre o mecanismo de colapso e considerando as articulações a  $45^\circ$ , encontra-se uma equação cúbica que relaciona a espessura do arco com o seu raio. A resolução numérica desta equação permitiu obter para a relação espessura-raio o valor  $t/R = 0.101$ .

Couplet contribuiu de forma notável para o desenvolvimento do estudo dos arcos de alvenaria. Tinha ideias claras sobre linhas de pressões e mecanismos de colapso originados pela formação de articulações, estabeleceu explicitamente as simplificações introduzidas nas suas análises e utilizou as suas ideias para obter soluções essencialmente completas e correctas para o problema do cálculo de arcos de alvenaria (ver Figura 2. 36). O seu trabalho teve um impacto imediato, encontrando-se descrito em trabalhos posteriores, por exemplo, de Frézier.

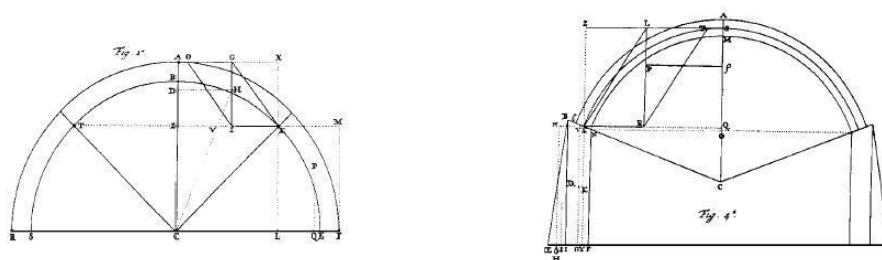


Figura 2. 36 – Estudo do comportamento dos arcos por Couplet (Heyman (1995))

### xiii. Danysy (1732)

Realiza vários ensaios, que se encontram esquematizados na Figura 2. 37, e que lhe permitem confirmar as hipóteses lançadas por Couplet. No ano de 1732 publica nas actas da *Societé Royale de Montpellier* os resultados de ensaios de pequenos modelos de arcos que demonstram a veracidade do mecanismo de rotura suposto por Couplet.

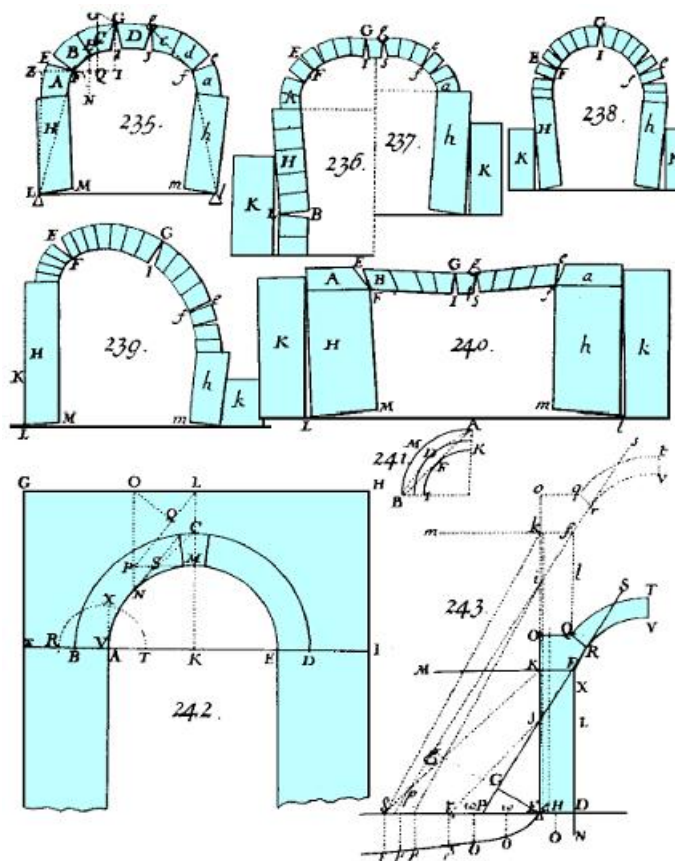


Figura 2. 37 – Ensaio de Danysy. (Gasch (2003))

### xiv. Francesco Jacquier, Tommaso La Seur e Ruggero Giuseppe Boscovich – “Os três matemáticos” (1742)

A basílica de São Pedro em Roma foi uma das maiores obras do Renascimento. Projectada em 1546 por Miguel Ângelo, viria a ser construída apenas em 1570 por Fontana e Della Porta. Desde a sua construção no séc. XVI que se observaram danos nos arcos da basílica, e no séc. XVII foram reportadas fissuras generalizadas ao longo de toda a cúpula. O problema foi-se agravando progressivamente até que, em 1742, se deu a rotura de alguns testemunhos de mármore que tinham sido colocados para controlo da fissuração. O Papa Benet XIV decidiu solicitar a colaboração de três prestigiados matemáticos para a elaboração de um estudo sobre a estabilidade da cúpula. O relatório representa uma contribuição muito significativa para o campo da teoria das estruturas, já que é o primeiro tratamento científico para um problema real da importância, envergadura e singularidade da cúpula da basílica

de São Pedro. Do relatório constam a descrição da cúpula e seus danos, recolha histórica das patologias e das interpretações para as sucessivas causas, elaboração e análise de um modelo e, finalmente, um comentário com as diferentes soluções propostas que incluíam obras de reparação, sobretudo nos contrafortes.

A análise da cúpula foi realizada, pela primeira vez, com base no princípio dos trabalhos virtuais de forma a encontrar o equilíbrio entre o trabalho das forças estabilizantes e destabilizantes.

#### xv. Giovanni Poleni (1748)

A fendilhação que se verificava na cúpula da basílica de São Pedro em Roma, vinha colocando há bastantes anos (os primeiros relatos dessas fissuras datam de 1631) questões quando à segurança estrutural daquela estrutura.

Foi no ano de 1743 que o Papa encomendou a Poleni um estudo sobre os danos verificados na cúpula, que resultaria num tratado publicado em 1748.

Poleni conhecia a catenária de Hooke e procurou utilizá-la afirmando que “A estabilidade estará assegurada se for possível demonstrar que a cúpula contém uma linha de pressões inscrita totalmente no seu interior.”

Dividiu a cúpula em “gomos”, e analisou cada um deles como se de um arco se tratasse, conforme se esquematiza na Figura 2. 38. Suspendeu um conjunto de pesos proporcionais às aduelas constituintes de cada “gomo” e sobrepôs a geometria real da cúpula à escala apropriada e confirmou que a catenária (que representava a linha de pressões) estava completamente inscrita no interior da cúpula.

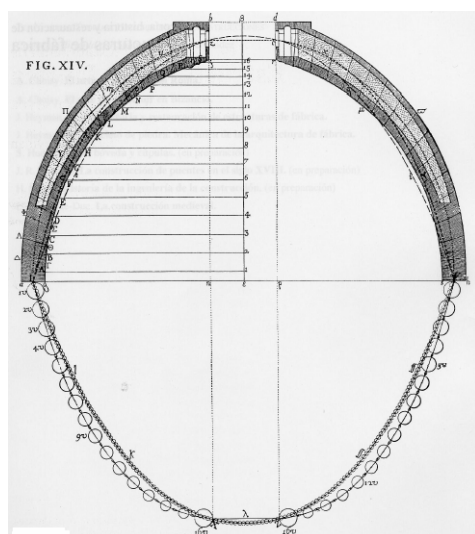


Figura 2. 38 – Verificação da estabilidade da cúpula da basílica de São Pedro por Poleni (Gasch 2003)

Ficou assim demonstrado por aplicação do teorema do limite inferior da análise plástica, que os “gomos” eram estáveis quando considerados isoladamente e, por conseguinte, também o seria a cúpula na sua totalidade. Estabelece também o valor do impulso horizontal da cúpula.

Realiza ainda ensaios experimentais em varões de ferro forjado para colocar como reforço da cúpula. A sua proposta de reforço consistiu em refechar as fendas existentes através da colocação de 5 anéis de correntes de aço; 2 anéis em torno da base da cúpula, 2 anéis a diferentes níveis da cúpula e 1 anel por baixo do lanternim.

Pode considerar-se este trabalho histórico, pois pela primeira vez foi aplicada a mecânica estrutural para resolução de um problema real.

#### **xvi. Jean-Rodolphe Perronet (1768)**

Contrariando as regras estabelecidas até à data, este engenheiro francês do séc XVIII revolucionou o projecto e a construção de pontes. Consegue construir a ponte *Neuilly* estabelecendo para a dimensão dos pilares intermédios um valor correspondente a  $1/11$  do vão, tirando assim partido da realização simultânea dos cinco arcos e da compensação ao nível de cada pilar dos impulsos horizontais provenientes dos arcos adjacentes. Melhora também as técnicas de descimbramento dos arcos e estabelece uma regra para a espessura da aduela de fecho que reduz significativamente os valores de Gautier. Para a espessura dos arcos indica a seguinte fórmula de referência:

$$e = 0,325 + 0,035 \cdot L \quad (2.1)$$

em que  $e$  representa a espessura do arco e  $L$  o seu vão útil.

Por volta de 1750, Perronet elabora tabelas para o cálculo de pontes em arco circular e arco de três centros que, pela sua grande utilidade, vão ter uma grande difusão entre os engenheiros da segunda metade do séc XVIII.

#### **xvii. Charles Augustin de Coulomb (1773)**

Este físico francês e engenheiro militar retoma o estudo do comportamento dos arcos, tendo como referência os trabalhos de La Hire e Belidor. O seu principal trabalho apresentado em 1773 vem compilar grande parte do conhecimento existente à data sobre este tema, pelo que se tornou uma referência do ponto de vista histórico e científico.

Depois de iniciar os seus estudos analisando o arco sem atrito, Coulomb confirma que “...a rugosidade é frequentemente tão elevada, nos materiais que se usam na construção dos arcos de alvenaria, que as aduelas nunca podem deslizar umas sobre as outras...”, ou seja, o atrito entre aduelas é suficiente para que a rotura não ocorra por deslizamento, podendo apenas ocorrer o colapso através da formação de um número suficiente de rótulas alternadas entre o intradorso e o extradorso do arco (Figura 2. 39).

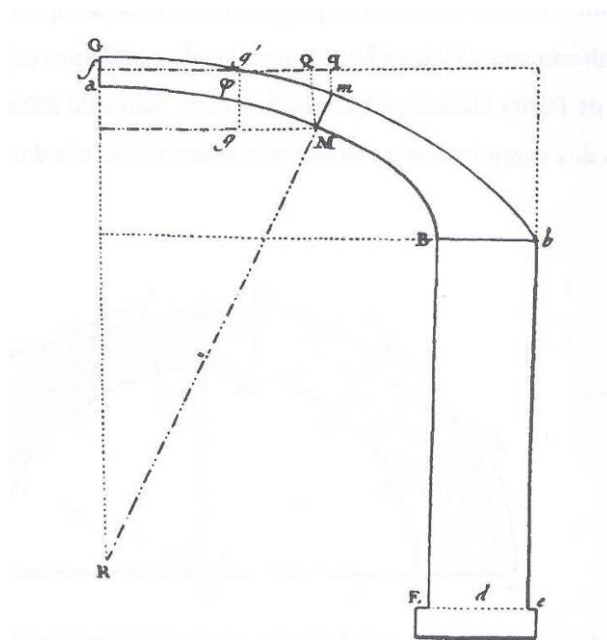


Figura 2. 39 – Modelo de Coulomb para análise de arcos (Gago (2004))

Propõe uma distância de 5% da espessura da aduela entre o contorno da secção e a linha de impulso numa rótula para que não se verifique esmagamento de material. No caso de surgirem duas rótulas em juntas consecutivas, pode considerar-se para efeitos de análise apenas uma delas de forma indiferente. Corrigiu um erro de Couplet que colocou as rótulas a 45° do apoio. Utilizando cálculo diferencial conclui que a rótula se forma a 31° do apoio, o que faz incrementar ligeiramente o valor mínimo da relação espessura-raio de  $t/R = 0.101$  para  $t/R = 0.106$ .

A investigação de Coulomb na estabilidade dos arcos permitiu concluir da necessidade de verificar por um lado o escorregamento relativo entre aduelas e por outro a possibilidade de uma rotação relativa entre aduelas.

Através de considerações sobre o equilíbrio estático de uma parcela de um arco simétrico (Figura 2. 40), verifica que se o impulso horizontal  $P$  for suficientemente pequeno, o corpo acima da junta crítica sofrerá rotação em torno do ponto “M” no intradorso do arco. De

forma inversa, se o impulso aumentar até atingir um valor limite, o bloco superior à junta crítica terá um movimento ascensional em torno do ponto "m" no extradorso do arco.

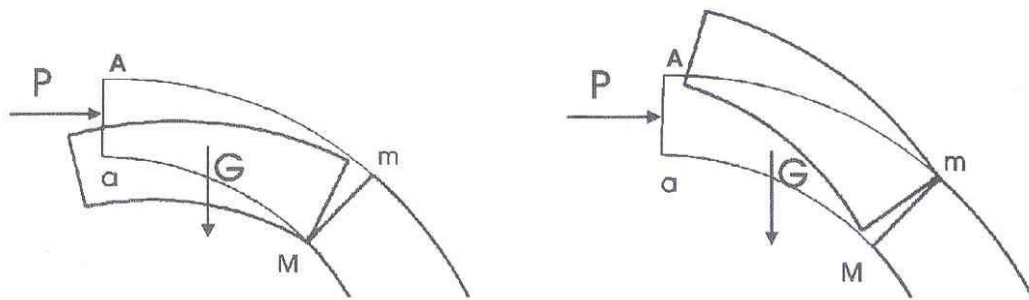


Figura 2. 40 – Mecanismos limite considerados por Coulomb. (Gago (2004))

Encontra expressões analíticas que limitam, superior e inferiormente, o valor do impulso horizontal na aduela de fecho.

Admitiu ainda que a pressão entre aduelas não teria que ser perpendicular às juntas, mas teria apenas que se encontrar no interior da espessura do arco.

#### xviii. Mascheroni (1785)

##### Venturoli (1810)

Estes investigadores prosseguiram o estudo dos arcos, seguindo a teoria do equilíbrio do arco mediante a identificação de mecanismos de colapso. Mascheroni estudou em particular o dimensionamento da espessura dos pés-direitos do arco, considerando o mecanismo de colapso proposto por Couplet e Coulomb (Figura 2. 41).

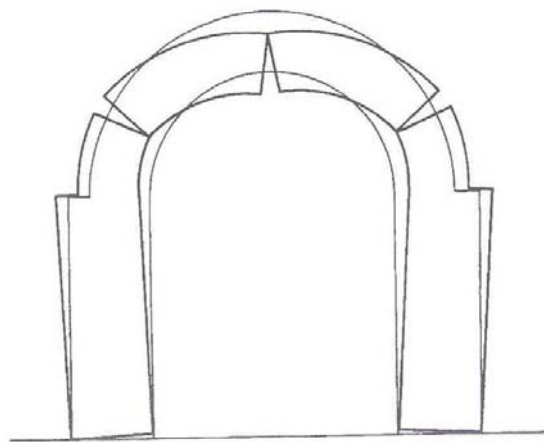


Figura 2. 41 – Mecanismos considerados por Mascheroni para dimensionamento da espessura dos pés direitos. (Gago (2004))



**xix. L.C.Boistard (1800)**

Realiza uma série de ensaios sobre modelos de pontes em arco. Os arcos possuíam junta seca, a sua forma era variável e o vão era de 2.4 metros.

No primeiro ensaio, o arco era semicircular de raio 1.2 metros e espessura 0.102 metros, obtendo-se uma relação  $t/R = 0.085$ , valor inferior ao limite estabelecido pelos autores de estudos anteriores. Este arco desmoronou-se no momento do descimbramento. Neste modelo as tensões eram baixas e os apoios bem sólidos. O colapso dos arcos de alvenaria deveria ser considerado antes de mais um problema de geometria, e não um problema de falta de resistência material. O objectivo principal destes ensaios era o de observar o comportamento real destes arcos, tentando determinar o seu impulso horizontal e a força nos cimbres durante o processo construtivo.

**Transição entre final do séc. XVIII / séc. XIX**

Até ao século XIX todas as teorias sobre os arcos em alvenaria eram baseadas no estudo de arcos construídos, ou seja, procurando justificar o equilíbrio de arcos já dimensionados.

Salvo raras excepções, as teorias apresentadas ao longo dos séculos sobre o comportamento dos arcos em alvenaria não demonstraram consistência suficiente para se transformarem em regras de dimensionamento. Embora existam avanços inegáveis no estudo deste tema, a verdade é que os projectistas e construtores das pontes em arco de alvenaria sofreram reduzida influência das teorias apresentadas.

A sua forma de trabalhar continuou fortemente estruturada em fórmulas empíricas que iam sendo transmitidas de geração em geração. As regras de proporção geométricas utilizadas para conceber as pontes encontravam suporte em inúmeras construções que faziam parte do legado das gerações passadas.

Fazendo um ponto de situação em relação a este tema, podemos concluir que o comportamento de arcos de alvenaria não estava ainda compreendido. Constatava-se que, para condições normais de atrito entre aduelas, o colapso dos arcos se dava através da formação de um mecanismo de quatro corpos rígidos em movimento. Para as situações hoje designadas de "*estados limite de serviço*", o comportamento do arco continuava por esclarecer, pois o conceito de hiperestaticidade característico destas estruturas não era ainda conhecido.

O início do século XIX mostra uma tentativa diferente de abordagem a este problema. Com o desenvolvimento de ciências como a resistência dos materiais e tirando partido da teoria que por esta altura é apresentada sobre a elasticidade dos corpos sólidos, os arcos deixam por esta altura de ser estudados como uma estrutura particular sujeitos a mecanismos de colapso característicos, e passam a ser estudados através da teoria da elasticidade.

## **xx. Jean Rondelet (1802)**

Apesar do distanciamento que sempre existiu entre o conhecimento erudito de alguns (poucos) estudiosos e o conhecimento prático que era transmitido entre os construtores, este autor procurou disseminar este conhecimento através da publicação de manuais com tabelas e regras simplificadas, baseadas em resultados analíticos e experimentais (Gago (2004)). O seu tratado difundiu-se durante a primeira metade do século XIX contribuindo para isso a simplicidade de fórmulas e construções gráficas que nortearam a elaboração desse documento.

## **xxi. Navier (1826)**

É atribuída a este engenheiro francês a “paternidade” da nova ciência designada por resistência dos materiais. A sua importância resulta da criação da primeira teoria geral sobre a elasticidade dos corpos sólidos exposta na obra “Lois de l'équilibre et du mouvement des corps solides élastiques” de 1821.

Apesar de desconhecer os trabalhos de Coulomb, Navier apresenta em 1820 à Academia das Ciências a sua memória sobre a flexão de placas e, em 1821, o seu famoso trabalho sobre elasticidade tridimensional.

Sobre o tema do comportamento de arcos, Navier conhecia bem os trabalhos de Bélidor, que irão ser publicados numa nova edição intitulada “*La ciência dels enginyers*”.

Navier é o primeiro autor a introduzir o conceito de núcleo central, resultante da consideração da distribuição de tensões ao longo das secções transversais das aduelas dos arcos ou abóbadas.

No entanto, é a partir dos estudos de Coulomb que Navier irá admitir uma lei linear de distribuição das tensões ao longo de determinada secção. Deduz que a força de impulso na aduela de fecho e a resultante na base do arco deverão estar aplicadas a 1/3 da espessura da secção, para que a resultante do sistema triangular de tensões passe pelo baricentro desse mesmo triângulo.

Conhecendo estes pontos de aplicação da força horizontal na chave  $H$  e da resultante  $R$  na base, Navier estabelece o princípio para determinar  $H_{\text{máx}}$ . Efectivamente, a partir da resultante dos pesos próprios e conhecendo a espessura da chave e o ponto de aplicação da

resultante  $R$  no apoio, é possível determinar a espessura da base que garanta que não se ultrapassem as tensões máximas admitidas pelo material.

Todas estas deduções baseiam-se na utilização da teoria da elasticidade para o comportamento dos arcos de alvenaria.

### **A resistência de materiais a par com a estática gráfica**

A arquitectura começa a englobar os conceitos da estática e de um conjunto de princípios científicos necessários ao equilíbrio das estruturas no início do séc. XIX. Neste domínio destaca-se o pioneirismo de Poncelet, não apenas no desenvolvimento da resistência de materiais mas também no domínio da estática gráfica.

A necessidade de construir com segurança utilizando um novo material que era o aço, determinou um grande desenvolvimento da estática gráfica. Surgiram métodos para calcular com suficiente precisão áreas, centros de gravidade, momentos de inércia, resultantes de sistemas de forças, equilíbrio de sólidos, etc. De entre os trabalhos que farão avançar esta ciência, vale a pena citar os de F.J. Gerstner, Karl Culmann, J.G. Schwedler, A. Ritter, L. Cremona, J.C. Maxwell, O. Mohr, E. Winkler, Rebhann, G. Ritter, A. Castigliano e E. Muller-Breslau. A contemporaneidade de todos eles associada à escassa diferença entre as suas publicações torna difícil estabelecer uma relação directa entre estes autores e os conhecimentos que deles provieram.

De qualquer forma, uma análise individualizada do contributo de cada um deles sairá do âmbito deste trabalho, pelo que importa apenas referir que todos eles contribuíram para o desenvolvimento conjunto da resistência de materiais e da estática gráfica.

#### **xxii. Franz Gerstner (1831)**

Por esta data, e já tendo presente a definição de linha de pressões, este autor aplica este conceito a arcos sujeitos a diferentes cargas distribuídas, mostrando que o arco é estaticamente indeterminado, ou seja, inúmeras linhas de pressões podem ser encontradas num arco em equilíbrio.

#### **xxiii. Jean Victor Poncelet (1835)**

Gaspar Monge expandiu na geometria descritiva as bases teóricas que permitiram a Poncelet desenvolver os métodos de cálculo gráfico. Poncelet é o primeiro a reconhecer que os métodos gráficos, mais expeditos que os analíticos, oferecem uma aproximação mais do

que suficiente na prática, já que o esforço necessário para realizar o cálculo analítico é recompensado apenas por um pequeno incremento de precisão.

Este engenheiro e matemático francês introduziu através da investigação dos métodos gráficos alguns progressos na análise dos arcos. Partindo da teoria de Coulomb, mostra como a posição da secção de rotura pode ser determinada graficamente. Também irá provar o teorema que indica que o ponto do intradorso do arco que corresponde à secção de rotura é aquele por onde a tangente ao intradorso por esse ponto intersecta o impulso horizontal da chave do arco com o peso da porção de arco (entre a chave e a secção de rotura). A determinação deste ponto é um processo iterativo e um esquema deste teorema ilustra-se na Figura 2. 42.

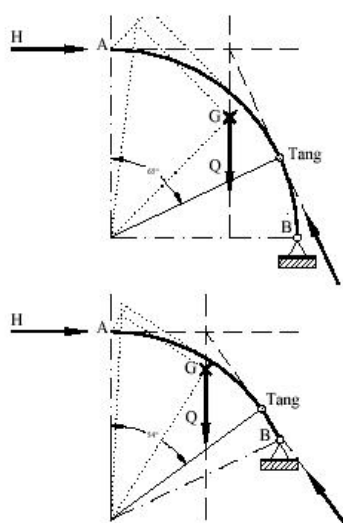


Figura 2. 42 – Determinação gráfica da secção mais desfavorável do arco. (Gasch (2003))

#### xxiv. Édouard Méry (1840)

Méry desenvolve um método gráfico muito prático e que viria a ser bastante utilizado. Partindo dos trabalhos de Moseley e Navier, admitiu que o mecanismo que se formava num arco era constituído por um conjunto de três rótulas (uma no fecho e duas simétricas nos rins). Considerou ainda que o arco deveria conter a linha de pressões dentro do terço central, sendo coincidente com os seus limites nas secções de “pré-rotura”, conforme se mostra na Figura 2. 43

Considerou sem demonstrar que a secção de “pré-rotura” na zona dos rins estaria numa secção que faz com a vertical um ângulo de  $60^\circ$ .

Este método obteve grande aceitação por parte da comunidade científica, fazendo inclusivamente parte dos manuais da disciplina de Pontes da Faculdade da Engenharia da Universidade do Porto e do Instituto Superior Técnico.

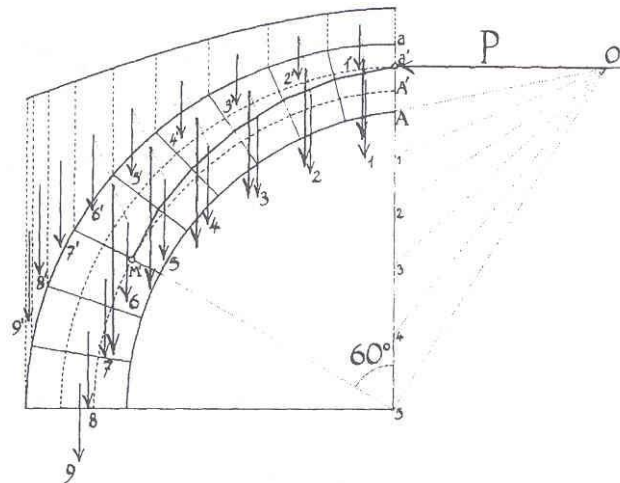


Figura 2. 43 – Método gráfico de Méry. (Gago (2004))

#### xxv. Henry Moseley (1843)

Este autor dedica parte do seu trabalho ao estudo da linha de pressões. Na procura de identificar a linha de pressões real, defende que esta corresponderia ao impulso horizontal mínimo no fecho do arco.

Sabe-se hoje que esta sua suposição não é verdadeira, correspondendo a linha de pressões referida a uma das situações limite, conforme se observa na Figura 2. 44.

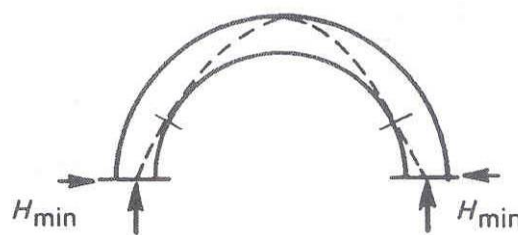


Figura 2. 44 – Linha de pressões correspondente ao impulso horizontal mínimo

#### xxvi. Barlow (1846)

Barlow realizou alguns cálculos baseando-se na equação da catenária para determinar a força de tensão nos cabos.

Apresenta modelos de arcos de alvenaria de forma a obter linhas de impulso. Defende a existência de um número infinito de configurações de equilíbrio para um arco de alvenaria e que portanto, ele é estaticamente indeterminado, conforme se esquematiza na Figura 2. 45.

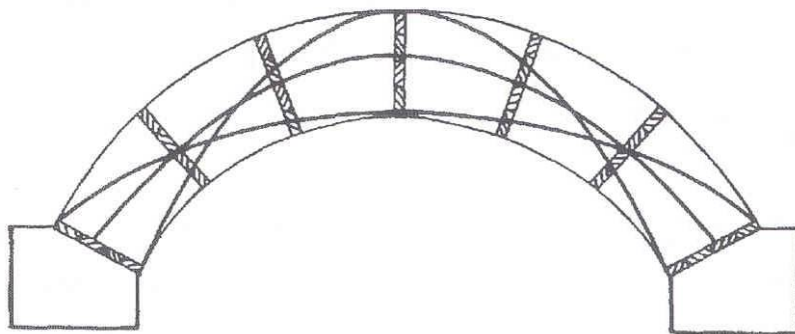


Figura 2. 45 – Modelos de Barlow

#### xxvii. Gustav Breymann (1849)

O tratado apresentado por este autor resulta dos estudos anteriores de Méry e Poncelet. Obra profusamente difundida e reproduzida em várias línguas, tornou-se numa referência fundamental da verificação da estabilidade de arcos e abóbadas durante a segunda metade do séc. XIX (Figura 2. 46).

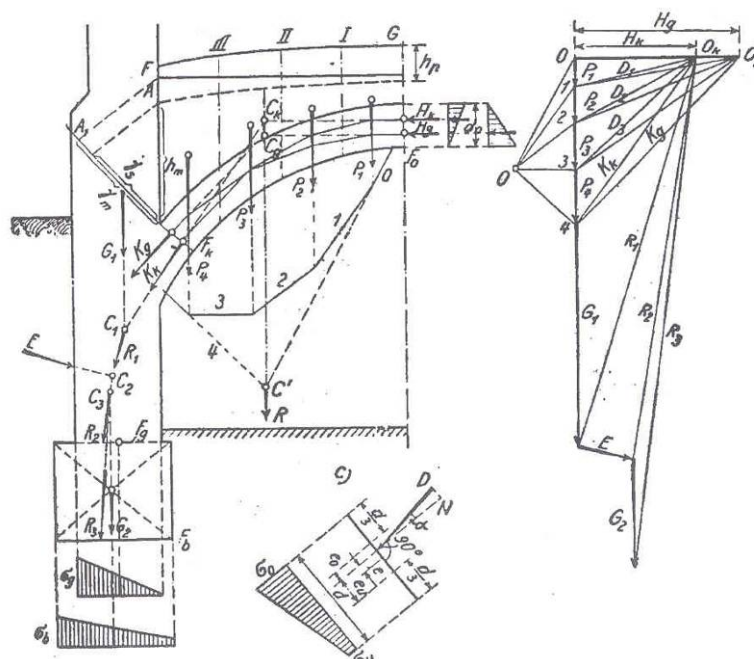


Figura 2. 46 – Verificação da segurança de uma abóbada e da espessura do seu pé direito

**Fim da estática gráfica e início do cálculo analítico do séc. XX****xxviii. A.Yvon Villarceau (1854)**

Villarceau interessa-se por uma questão que consiste em saber em que nível de tensões trabalha normalmente uma estrutura de alvenaria. Através de um cálculo simples para o peso de uma coluna prismática de densidade  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ , admitindo uma tensão de rotura do material à compressão de  $\sigma_u = 45 \text{ MPa}$  e não considerando os efeitos de instabilidade por encurvadura, vem:

$$\text{Altura}(H) = \frac{45000}{24} = 1875 \text{ metros} \cong 2 \text{ km}$$

Como as colunas das catedrais góticas suportariam para além do seu peso próprio o peso das abóbadas e da cobertura, estabelece que o novo peso seria agora 4 vezes superior, o que levaria a uma coluna com uma altura de 500 metros.

A partir destas considerações, Villarceau estabelece um coeficiente de segurança de 10, isto é, considera conveniente que as tensões não ultrapassem 1/10 da tensão de rotura, e afirma então que as estruturas de alvenaria das catedrais góticas deverão possuir uma altura máxima de 50 metros.

Resumindo, a ideia que Villarceau tentou demonstrar era a de que as estruturas de alvenaria estão normalmente submetidas a tensões muito baixas, quando comparadas com as tensões resistentes deste material à compressão.

Por conseguinte, a rotura de um arco seria uma questão de simples equilíbrio que dependeria muito mais da geometria do arco do que da resistência limite do material.

Propõe uma abordagem inversa para determinação da geometria de um arco. A partir das cargas que admite como conhecidas (peso próprio e sobrecargas) constrói a linha de impulsos. De seguida, procura definir um arco cujo eixo esteja o mais próximo possível dessa linha de impulsos e determina a sua espessura de acordo com o coeficiente de segurança que se pretenda adoptar.

**xxix. Fuller (1875)**

Este autor incorpora ainda uma nova técnica de construção do polígono funicular, com o objectivo de determinar a espessura mínima de um arco de alvenaria sujeito a uma determinada solicitação exterior.

### **xxx. Carlo Castigliano (1879)**

Havendo já um conhecimento bastante consolidado da hiperestaticidade estática, este autor procede a uma análise estaticamente indeterminada de arcos de alvenaria, aplicando o seu próprio teorema energético, admitindo que a alvenaria não suporta tracções.

Do seu estudo sobre a ponte de Turim, obtém as seguintes conclusões: supondo elasticidade perfeita nas juntas, obtém um valor do impulso horizontal de 3.52 kN; admitindo juntas secas com espessura nula, o valor do impulso horizontal é de 3.24 kN; considerando certas fissuras, o valor do impulso é de 3.33 kN. O método é iterativo, ou seja, quando a linha de impulso sai fora do terço central, a espessura é reduzida na iteração seguinte e, consequentemente, o valor da inércia.

Por esta altura, a teoria dos arcos passa a ser encarada como uma extensão da teoria elástica das vigas curvas.

### **xxxi. J. A. C. Bresse (1822-1883)**

O maior contributo de Bresse no campo de engenharia foi sobre a teoria das barras curvas e a sua aplicação ao desenho de arcos, com a qual estabelece uma solução completa para arcos elásticos de extremos encastrados. O seu trabalho baseia-se na procura da solução para a indeterminação da linha de pressões de um arco, para o qual utiliza raciocínio puramente analítico.

Esta nova abordagem de Bresse inicia uma outra etapa no cálculo de arcos, que culminará no séc. XX com o desenvolvimento da informática, através da qual se irão desenvolver os programas de cálculo automático.

No início do século XX, os conceitos principais relacionados com o comportamento dos arcos de alvenaria estavam apreendidos. As curvas de pressões, polígonos funiculares e a regra do terço central eram aceites pelos projectistas e estavam suficientemente disseminadas, fazendo parte da sua prática corrente de verificação da estabilidade dos arcos. A partir de correlações empíricas, seguia-se uma análise para verificação de que a curva de pressões não se afastaria do terço central do arco, complementada com uma verificação das tensões actuates.

Todavia, atravessava-se o período pujante da revolução industrial e, com ele, assistia-se à substituição da construção em pedra pela construção metálica. Esta evolução construtiva



veio também a reflectir-se por uma redução do número de pontes em pedra construídas e, consequentemente, a um desinteresse pelos métodos de cálculo a elas associados.

Em toda a segunda metade do século XX a abordagem deste tipo de estruturas foi no âmbito da verificação da segurança das construções existentes. A preocupação crescente com a manutenção do património que chegou aos nossos dias muitas vezes em deficiente estado de conservação, levou a um interesse recente dos técnicos e projectistas envolvidos em retomar o conhecimento que ficara praticamente “estagnado” durante todo o século passado.

### **xxxii. Sejourné (1886)**

Embora se tenham verificado avanços pontuais no conhecimento das pontes em arco de alvenaria, houve um grande hiato que se iniciou com o falecimento de J.R. Perronet em 1794 e que perdurou por cerca de um século. Durante este período, foi seguido para dimensionamento de pilares delgados  $1/8$  ou  $1/10$  do vão, abóbadas muito abatidas e intradorso dos arcos em “asa de cesto” de três, cinco e até dez centros, até se atingir a forma elíptica.

Com o lançamento da sua memória “*Construction de ponts du Castelet, Lavaur et Antoinette*”, Sejourné renovou as técnicas de construção das pontes de pedra. As suas regras eram seguidas por inúmeros construtores, que rapidamente as imitaram e adaptaram. As principais disposições estruturais que lhe permitiram realizar pontes com grandes vãos assentavam em: a) abóbadas com anéis múltiplos de espessura variável, crescente da chave até aos arranques; b) cimbres muito rígidos; c) união de arco e tabuleiro numa ampla zona central e d) substituição de uma abóbada de largura total por duas abóbadas de dimensão reduzida.

Do seu legado fazem parte, por exemplo, a ponte *Adolfo* no Luxemburgo, com cerca de 80 metros de vão (Figura 2. 22), constituída por dois arcos de pedra independentes e por um tabuleiro em betão armado. A ponte dos *Catalães*, construída em Toulouse em 1911 e o viaduto ferroviário de *Fontpédrouse*, com 65 metros de altura constituem outros exemplos de obras extremamente arrojadas.

### **xxxiii. A.J.S. Pippard (1939)**

Este engenheiro realiza ensaios em modelos de arco com aduelas em aço e demonstra que uma pequena deformação os torna estaticamente determinados.

Desenvolve, em 1948, uma metodologia de análise elástica baseada nos teoremas de Castigliano, para o estudo de arcos de alvenaria.

Faz coincidir a linha dos centros com uma linha de impulso e considera os apoios rotulados. Elabora tabelas para arcos parabólicos, utilizando como parâmetros variáveis a carga,

espessura das aduelas, vão, diferença de cota entre o pavimento e o extradorso da aduela de fecho.

O seu extenso trabalho baseado tanto na análise elástica como na análise plástica por formação de mecanismos de rotura permite-lhe afirmar que existe uma grande reserva de resistência quando se “obriga” a linha de pressões a passar dentro do terço central da secção. Assim, propõe que a linha de pressões possa estar na metade central da secção.

Pippard foi um dos mentores do método MEXE de avaliação da capacidade de carga de pontes de alvenaria.

### **O método MEXE (Military Engineering Experimental Establishment)**

O método foi desenvolvido durante a segunda guerra mundial e o seu principal objectivo era o de dotar os engenheiros durante as campanhas militares de um procedimento rápido para avaliar a capacidade de carga das pontes que os tanques de guerra teriam que transpor.

Neste método a capacidade de carga é calculada por intermédio de uma fórmula semi empírica, havendo a necessidade de afectar o valor obtido de alguns factores correctivos. No entanto, este método é geralmente bastante conservativo, ou seja, subestima o real valor da capacidade de carga da ponte.

A resistência última de uma ponte de alvenaria é praticamente impossível de definir com precisão e este método procura então obter uma aproximação razoável desse valor com base na geometria do arco.

Na elaboração do método foram admitidos alguns pressupostos como por exemplo: a forma dos arcos é parabólica com uma razão *Vão/Flecha* igual a quatro nos arcos construídos em pedra de boa qualidade; as juntas encontram-se fechadas, sem fissuras e o arco possui adequados encontros. Utiliza-se para arcos com vãos até 18 metros, sendo que a partir dos 12 metros de vão este método se torna extremamente conservativo. Outra característica deste método é o de que esta avaliação diz respeito apenas ao arco, ou seja, despreza a contribuição dos muros tímpano.

Para este arco idealizado, uma avaliação provisória é obtida através do nanograma indicado na Figura 2. 47 em equivalência com a equação (2. 2).

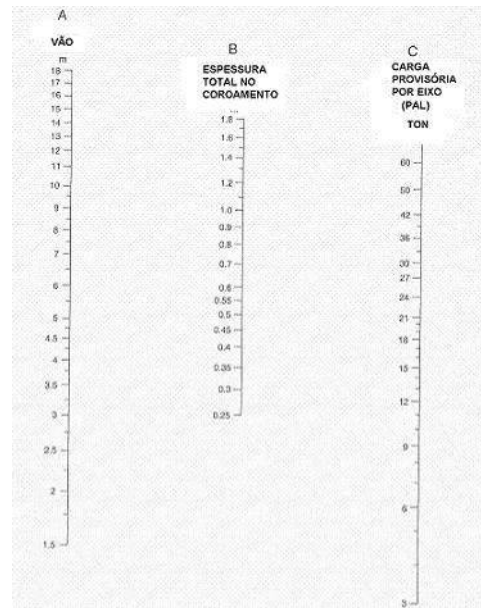


Figura 2. 47 – Nanograma para determinação da carga provisória por eixo de pontes de alvenaria

$$PAL(ton) = \frac{740(d+h)^2}{L^{1.3}} \leq 70 \quad (2. 2)$$

Em que d, h e L têm os significados indicados na Figura 2. 48 e PAL (Provisional Axle Load) representa a carga máxima a que o arco “ideal” resiste por eixo.

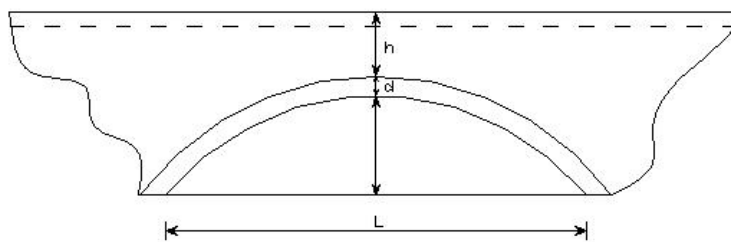


Figura 2. 48 – Geometria do arco para aplicação do método MEXE

Esta avaliação provisória é depois modificada através de factores que procuram ajustar para o arco real os valores obtidos para o arco “ideal”.

#### Factor “Vão/Flecha” (Fsr)

Este factor tem em conta a diminuição de resistência para arcos abatidos, com relações Vão/Flecha superiores a 4.

#### Factor de “Perfil” (Fp)

Este factor atende à diminuição de resistência dos arcos elípticos em relação aos parabólicos ou circulares.

#### Factor "Material" ( $F_m$ )

Este factor resulta duma ponderação entre o arco e o enchimento e varia com o tipo e o estado do material utilizado.

#### Factor "Juntas" ( $F_j$ )

A resistência e a estabilidade do arco depende, em larga medida, no tamanho e condição das juntas. Este factor tem em consideração a espessura das juntas e a sua condição geral.

#### Factor de "Condição Geral" ( $F_{cm}$ )

Os factores anteriores baseiam-se em maior ou menor grau em informação quantitativa obtida após inspecção cuidada da estrutura.

Apesar de existirem indicações sobre os valores a adoptar, o factor de condição geral a adoptar torna-se bastante mais difícil pois resulta de apreciações gerais do estado da estrutura de carácter mais subjectivo.

Depois de definidos os factores, a carga máxima por eixo modificada que um arco de alvenaria pode suportar é reavaliada através da expressão:

$$MAL(ton) = F_{sr} F_p F_m F_j F_{cm} PAL \quad (2.3)$$

### **xxxiv. Jacques Heyman (1966)**

Mostra e evidencia a aplicabilidade da análise plástica a estruturas de alvenaria, que até então apenas tinha sido utilizada em estruturas de aço porticadas.

Jacques Heyman trabalha juntamente com uma equipa de Cambridge dirigida por Lord Baker no desenvolvimento da teoria plástica aplicada essencialmente a estruturas porticadas de aço.

Procura validar as velhas teorias cuja prioridade era a busca de uma solução de equilíbrio. Assim, enuncia o seguinte corolário da análise plástica de estruturas:

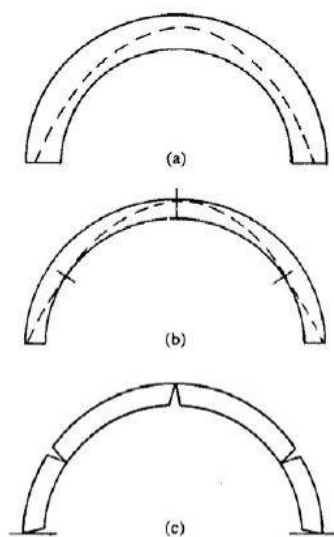
*"Se, numa estrutura, for possível encontrar uma distribuição de esforços internos em equilíbrio com as cargas aplicadas, que não ultrapasse um determinado valor de resistência do material, a estrutura estará segura e não colapsará."*

O interesse deste corolário resulta do facto de que o projectista apenas necessita determinar um qualquer estado de equilíbrio de entre todos os possíveis. Este não tem que ser o

estado real de equilíbrio tão procurado pela teoria elástica ou, mais recentemente, pelo método dos elementos finitos.

Com base nos trabalhos, primeiro de Prager e mais tarde de Kooharian, Heyman enunciou, na década de sessenta, que os teoremas fundamentais da análise plástica poderiam ser aplicados a qualquer estrutura de alvenaria.

Os teoremas fundamentais permitem também calcular a segurança dos arcos de alvenaria. Heyman propôs um factor geométrico de segurança obtido comparando a geometria do arco real com a do arco limite que suportará as cargas. De acordo com Figura 2. 49, resulta evidente pelo teorema seguro que o arco (a) estará seguro pois uma linha de pressões encontra-se confortavelmente inscrita no seu interior. No entanto, se a espessura do arco for diminuída até determinado valor, será apenas possível construir uma linha de pressões inscrita nesse arco (b). A linha de pressões toca o arco em 5 pontos devido à simetria, e o arco encontra-se num equilíbrio instável e colapsará (c). Pode então estabelecer-se a segurança do arco original comparando a sua espessura com a do arco limite. Se o arco real tiver o dobro da espessura do arco mínimo, o coeficiente geométrico de segurança será de 2, (Heyman (1995)).



**Figura 2. 49 – Arco semi-circular a) estável, b) de espessura mínima limite e c) com formação do mecanismo de colapso (Heyman (1995))**

Heyman retoma a lógica da linha de pressões; afirmando que assim que se consiga encontrar uma linha de pressões estará assegurado o equilíbrio da estrutura, independentemente da sua localização real.

Referindo-se à utilização da teoria elástica, este autor questiona a aplicabilidade desta teoria a obras de alvenaria. Discute, em primeiro lugar, a suposta elasticidade do material e a lei de deformação que é admitida para o material. Discute também as condições de apoio, que podem desprezar, por exemplo, eventuais movimentos do terreno, considerados como uma das principais causas da fissuração visível nestas estruturas. Finalmente, analisa esta questão utilizando como exemplo um arco circular com um vão dez vezes maior que a sua espessura. Com o método elástico detecta que se se considerar um pequeno deslocamento do apoio, desprezável, a linha de pressões sofre grandes variações, o que parece contrariar a lógica e o sentido comum.

Heyman (1995) refere ainda um outro exemplo: o cálculo de uma vulgar mesa de quatro pernas. De acordo com a teoria elástica poderia resolver-se a indeterminação implícita neste problema e conhecer a carga ou reacção “real” sobre cada uma das pernas. Se fizéssemos uma verificação, a carga repartir-se-ia de forma diferente pelas pernas da mesa, pois a situação real revelaria que uma das pernas estaria mais curta e não tocava o chão.

A ideia que este autor pretende transmitir é a de que por mais rigor que exista, a estrutura que se pretende estudar e o seu modelo serão sempre duas realidades distintas. Os desvios entre o cálculo supostamente exacto e a realidade constituem o erro que tem a ver com a teoria aplicada. Considera desadequada a procura do estado de equilíbrio real e dirige os esforços na obtenção de um estado de equilíbrio – um de entre todos os possíveis.

No caso de estruturas de alvenaria, dos três requisitos que se exigem a uma estrutura (resistência, rigidez e estabilidade), Heyman considera que o requisito da estabilidade é o principal em relação aos outros.

Em relação à resistência, admite que se considere a alvenaria infinitamente resistente. Embora esta simplificação não esteja do lado da segurança, já Yvon Villarceau mostrava que seria necessário construir uma coluna com cerca de 2 km de altura para que esta colapse por pura compressão. A conclusão é a de que as alvenarias trabalham quase sempre apenas com uma pequena percentagem da sua capacidade resistente à compressão.

No que diz respeito à rigidez, a alvenaria também possui características intermédias; não é um material demasiado frágil que se possa fracturar sem qualquer aviso como por exemplo o vidro, mas também não exhibe a deformação exagerada de alguns aços macios, que tem em muitos casos que ser controlada.

Sendo assim o problema é, sobretudo, de estabilidade. Centrando-se nos arcos constituídos por aduelas de alvenaria, e desprezando um possível deslizamento entre pedras, a questão é essencialmente de uma possível rotação entre aduelas, ou seja, o estudo do colapso dos arcos resulta de uma possível formação de mais de três rótulas alternadas entre o intradorso e extradorso do arco.

Para Heyman, reconhecer a estabilidade estrutural de um arco de alvenaria consiste em encontrar para ele dimensões que contenham, para o carregamento considerado, uma linha de pressões no seu interior.

Admitindo as variáveis  $t, R, \alpha$  e  $\beta$  definidas na Figura 2. 50, Heyman (1995) estabelece o valor exacto do ângulo entre a vertical e a secção onde a rótula intermédia de intradorso ( $\beta$ ) se irá formar. Este valor resulta de resolver a equação (2. 4):

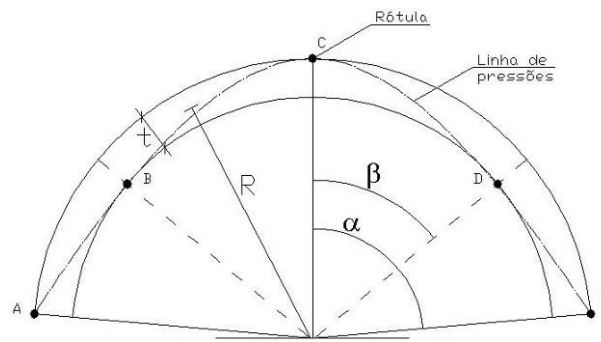


Figura 2. 50 – Arco de alvenaria – definição das variáveis

$$\frac{(\beta \cot g \beta)(2\beta \cos \beta + \sin \beta \cos^2 \beta + \sin \beta)}{2\beta \cos \beta + \sin \beta \cos^2 \beta - \sin \beta \cos \beta} = \alpha \cot g \left( \frac{1}{2} \alpha \right) \quad (2. 4)$$

Assumindo que a linha de pressões na zona onde aparecem as rótulas tem que ser tangencial ao intradorso do arco, Heyman determinou que a mínima espessura de um arco viria dada pela relação (2. 5):

$$\frac{t}{R} \cong 2 \frac{(\beta - \sin \beta)(1 - \cos \beta)}{\beta(1 + \cos \beta)} \quad (2. 5)$$

A representação gráfica da expressão anterior é ilustrada na Figura 2. 51.

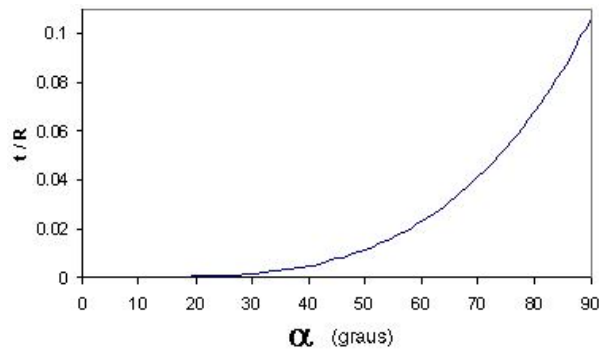


Figura 2. 51 – Espessura mínima de um arco circular segundo Heyman (1995).

O forte desenvolvimento dos meios computacionais a que se tem assistido desde as últimas décadas do século passado, tem permitido a realização do cálculo automático de estruturas, nomeadamente por aplicação do método dos elementos finitos inicialmente desenvolvido para estruturas metálicas ou de betão armado.

Na década de 80, Sawko e Towler desenvolveram os primeiros trabalhos para análise de arcos com o método dos elementos finitos, tendo contudo um modelo de comportamento elástico e linear para o material (Gago (2004)).

O comportamento mecânico dos arcos de alvenaria é caracterizado por fraca resistência à tracção e descontinuidade material nas juntas entre aduelas. Cedo se percebeu que estes modelos não representam correctamente o comportamento real dos arcos de alvenaria. Assim, alguns autores nos finais da década de 80, procuraram construir modelos mais ajustados à simulação destas estruturas.

A par de um significativo aumento nas capacidades computacionais, verificou-se uma evolução dos modelos de elementos finitos, permitindo a integração do comportamento não linear material e a simulação das descontinuidades entre elementos (Almeida (2000) e Costa (2002)). Estes modelos inicialmente criados para simular o comportamento do betão fendilhado, viriam mais tarde a ser adaptados à análise de estruturas de alvenaria, conforme se observa na Figura 2. 52.



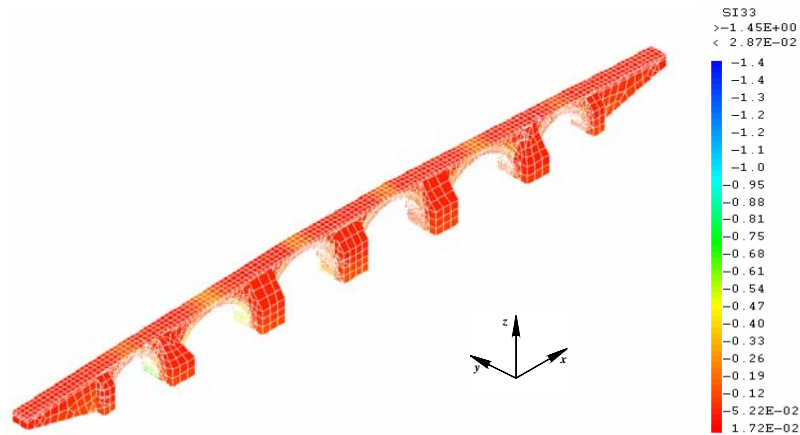


Figura 2. 52 – Resultados da modelação da Ponte da Lagoncinha pelo Método dos Elementos Finitos. (Costa (2002))

Em paralelo com o método dos elementos finitos, surgiu para modelação de estruturas de alvenaria, o método dos elementos discretos. Este método foi aplicado inicialmente ao estudo da mecânica da fractura em rochas, e só mais tarde a sua formulação foi adaptada a estruturas de alvenaria.

Este método permite a simulação de grandes deslocamentos e rotações entre os elementos, sendo actualizado por iterações sucessivas o novo posicionamento dos elementos, tornando-o particularmente atractivo para simulação das discontinuidades entre juntas de alvenaria (Figura 2. 53).

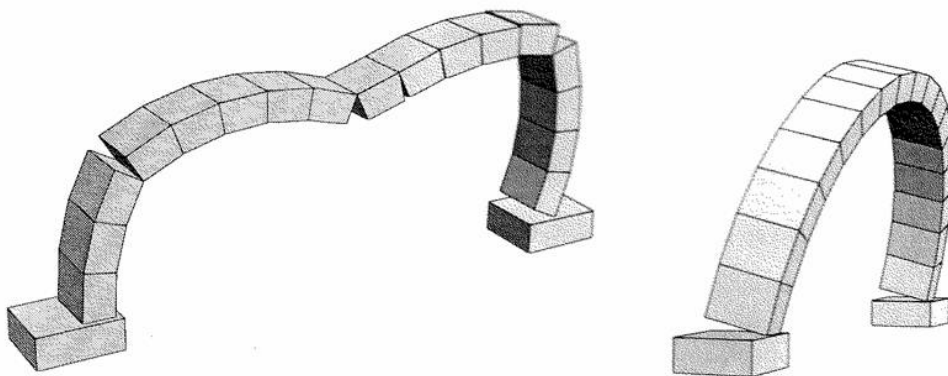


Figura 2. 53 – Resultados da modelação pelo Método dos Elementos Discretos.

Embora com maior ou menor grau de sofisticação nos seus modelos constitutivos, estes métodos encontram-se ainda na sua fase de “maturação”, sendo necessário ajustes sucessivos por calibrações dos modelos com base em ensaios experimentais.

## 2.5. A MONITORIZAÇÃO DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA

Excluindo a ponte que constitui objecto de estudo desta dissertação, não se constroem, actualmente, pontes em alvenaria de pedra. Desde a revolução industrial, e acompanhando o desenvolvimento da indústria siderúrgica, as pontes em ferro dominaram toda a construção no século XVIII e XIX. Este material viria no início do século XX a ser cada vez mais preferido e substituído pelo betão, material que se julgou de durabilidade quase ilimitada. Embora se saiba actualmente que esta afirmação não corresponde de todo à verdade, e que os custos de manutenção e reparação nas estruturas de betão armado podem atingir valores da mesma ordem de grandeza do custo inicial da estrutura, a verdade é que continua a ser o material eleito por excelência para a construção da grande maioria das pontes em todo o mundo. Algumas causas que contribuem para este facto serão concertiza a versatilidade deste material para se moldar a diferentes geometrias, a inclusão no seu interior de um outro material (armaduras em aço), permitindo melhorar o seu comportamento quando sujeito a esforços de tracção (betão armado e betão armado pré-esforçado), aliado ao baixo custo inicial destas estruturas, que como se sabe, é normalmente um factor condicionante.

Esta posição dominante do betão armado tanto no mercado da construção em geral como no mercado das pontes (e que parece de todo irreversível) fez com que, a pouco e pouco, se perdesse o conhecimento sobre os materiais mais antigos que entretanto caíram em desuso.

Embora pareça razoável em primeira análise, dar maior relevo (tanto da parte do mercado da construção como a nível académico) aos materiais e aos processos construtivos que actualmente detêm a hegemonia do mercado da nova construção, não devemos esquecer a parcela significativa do património construído que “sobreviveu” até hoje.

Os nossos antepassados fizeram com que muito do património construído ao longo de vários séculos chegasse até nós; pelo que parece consensual na actual sociedade que se deve preservar, conservar e, se necessário, intervir nestas construções, de forma a permitir a passagem do “testemunho” às gerações vindouras.

Para levar a cabo esta missão, há dois aspectos que se afiguram extremamente importantes. O primeiro será o de retomar algum conhecimento perdido dos mestres construtores para se conseguir compreender porque e como eram realizadas as construções antigas. O segundo aspecto diz respeito à utilização dos meios humanos e tecnológicos disponíveis

actualmente de forma a aprofundar algum conhecimento que terá ficado estagnado no tempo, mas que hoje em dia tem que forçosamente evoluir para se adaptar aos padrões actuais de segurança exigidos a todas as estruturas.

Um exemplo claro da necessidade de adaptar as estruturas antigas a novas solicitações pode observar-se nas pontes em alvenaria que, certamente não foram concebidas para as solicitações de tráfego que suportam actualmente.

É em relação a este último aspecto que a monitorização de estruturas de alvenaria poderá prestar um papel preponderante.

Embora esta seja uma área em franco desenvolvimento, existe hoje um leque bastante diversificado de opções para se proceder à monitorização de estruturas, embora se note um hiato entre alguma tecnologia que já existe e está disponível e a sua comercialização e implementação no mercado de forma consistente e com garantia de resultados.

Como em qualquer área em que se dão os primeiros passos é sempre necessário contrariar alguma inércia inicial, mostrando experiências bem sucedidas de forma a sensibilizar as pessoas para a importância do acompanhamento mais próximo e mais frequente do comportamento das estruturas.

Estando este trabalho de investigação na Ponte de Vila Fria ligado de forma protocolar entre a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e a Câmara Municipal de Felgueiras, houve a oportunidade de desenvolver e aplicar metodologias e instrumentação inovadoras, conforme será descrito com maior detalhe no capítulo 5.

No entanto, algum trabalho vem sendo desenvolvido há algum tempo no domínio da monitorização de estruturas de alvenaria de pedra. Segue-se uma resumida descrição de alguma bibliografia publicada e das principais conclusões obtidas desses estudos.

P.O.Burroughs *et al.* (2000) reporta uma série de trabalhos realizados sobre modelos de arcos à escala 1/12 utilizando a técnica de interacção solo/alvenaria à escala reduzida através de centrífugadora. O objectivo consistiu em registar informação sobre as deformações de um arco e as pressões desenvolvidas ao longo do seu extradorso tanto em condições de serviço como para carga de colapso. A carga rolante foi aplicada sobre a camada superior do enchimento e esta carga movimentou-se ao longo do comprimento total do arco para a frente e para trás numa série de 6 ciclos. As principais conclusões permitem atestar um comportamento consistente entre os vários sensores de pressão posicionados ao longo dos

distintos pontos do arco; as tensões registadas pelos sensores são comparáveis com as previsões teóricas baseadas em análises elásticas e no regulamento do Reino Unido (BD21/97); registaram ainda diferenças resultantes do número e ordem de passagem da carga rolante que indicam provavelmente algum aumento da compacidade do enchimento e consequentemente do ângulo de degradação da carga, contribuindo para um ligeiro decréscimo da pressão ao longo do tempo.

Um aspecto que se torna essencial respeitar diz respeito aos procedimentos para calibração dos instrumentos de medição utilizados, neste caso, as células de pressão. Os autores deste artigo reportaram desvios superiores a 20% entre os valores indicados pelo fabricante na respectiva folha de calibração e os valores da pressão absoluta obtidos em ensaio sobre câmara hidrostática.

Sloan *et al.* (1995) descrevem o trabalho levado a cabo na instrumentação de uma ponte de alvenaria de pedra com cinco arcos no centro de Belfast.

Quando uma ponte é constituída por vários arcos o seu comportamento é bastante mais complexo do que uma ponte com apenas um arco. A componente horizontal de pressão desenvolvida por um qualquer arco é resistida por uma combinação de flexão dos pilares de apoio e deformação dos arcos adjacentes. A interacção precisa entre estes dois efeitos é actualmente difícil de prever, mas é extremamente importante na avaliação da capacidade de carga da ponte.

Os objectivos deste projecto consistiram na observação do desempenho de uma ponte com vários arcos resultante da sua solicitação por cargas elevadas; pretenderam também correlacionar os resultados de campo obtidos com simulações numéricas.

A instrumentação utilizada consistiu na colocação de catorze LVDT's distribuídos ao longo do intradorso de um arco nas direcções vertical e horizontal acompanhados pela colocação de quatro extensómetros de corda vibrante também no intradorso do arco.

As conclusões são de que os movimentos observados neste arco são extremamente reduzidos (da ordem dos 150 microns), mesmo para cargas aplicadas que são uma ordem de grandeza acima daquelas que provavelmente foram consideradas no dimensionamento desta ponte (130 toneladas). A aplicação desta carga parece não ter provocado deformações permanentes na estrutura, indicando que não se terá ultrapassado o regime elástico, pois os registos retomavam valores próximos de zero, logo a seguir à passagem do veículo (Fanning *et al.* (2003)).

Fanning *et al.* (2001) publicam um artigo sobre a avaliação de pontes de alvenaria sujeitas a efeitos longitudinais e transversais. Neste estudo procura resumir os trabalhos tanto experimentais como de índole numérica que têm vindo a ser realizados ao longo dos últimos anos no domínio da avaliação de pontes de alvenaria.

Ao longo das duas últimas décadas, a investigação sobre o comportamento dos arcos das pontes de alvenaria tem-se dedicado exclusivamente ao estudo dos seus efeitos longitudinais. No entanto, tem-se tornado mais evidente que, para determinadas geometrias de pontes, são os efeitos transversais que condicionam a carga de colapso destas estruturas, devido nomeadamente ao derrube ou deslizamento dos muros tímpano ou pelo desenvolvimento de fissuras longitudinais pelo intradorso do arco.

Sobre o comportamento destas estruturas em condições de serviço, podem de forma genérica ser retiradas as seguintes conclusões:

- i. A resposta das pontes é linear;
- ii. A resposta da estrutura a solicitações simétricas não é perfeitamente simétrica;
- iii. Os deslocamentos do arco ao longo do meio-vão são muito menores debaixo dos muros tímpano do que no centro do arco; isto significa que todas as pontes testadas exibiram flexão transversal;
- iv. As extensões transversais são muito baixas comparadas com as longitudinais;

Outra questão importante no estudo de comportamento dos arcos é a caracterização da pressão tanto no enchimento como ao longo do extradorso do arco. Dos testes conduzidos por Ponniah e Prentice (1999), estes concluem que as tensões observadas no enchimento são bastante consistentes com as calculadas pelo método simplificado da "*Highways Agency Standard BD21/93*".

Quando se pretende levar a estrutura até à sua carga de colapso, vários aspectos devem ser investigados. Talvez os dois principais sejam a interacção muro tímpano/arco e a interacção solo de enchimento/arco. Embora a variabilidade seja muito grande, dependendo principalmente da geometria do arco, todos os estudos reportam aumentos (que podem atingir 12 vezes a sua resistência) da capacidade última dos arcos quando estes estão confinados por muros tímpano.

Uma ponte de alvenaria responde às solicitações verticais por exemplo, de um camião, em duas direcções: paralela ao vão e transversalmente a este. Ao longo do vão, a resposta pode ser determinada pelo normal comportamento do arco e a sua modelação pode ser

efectuada em estado bidimensional. Na direcção transversal, o camião induz pressões laterais através do solo na face interior do muro tímpano.

Embora estas constatações abram um novo campo de investigação para procurar estimar a resistência de uma ponte considerando os efeitos transversais, uma outra perspectiva pode também ser seguida. Através de uma análise estatística sobre as pontes que apresentem maior vulnerabilidade a estes efeitos transversais, pode-se estabelecer um critério sobre a necessidade de contabilização deste efeito. Algumas características geométricas da ponte podem desprezar efeitos transversais. Em geral, as pontes com maior espessura de arco e maior espessura de muro tímpano são menos vulneráveis aos efeitos na direcção transversal, segundo Fanning *et al.* (2001).

Ainda neste domínio, Fanning e Boothby (2001) reproduzem neste artigo a resposta de cinco pontes de alvenaria sujeitas a ensaios de carga realizados através da passagem de camiões. Foi também comparada a resposta com a modelação numérica efectuada, havendo a preocupação de ir calibrando o modelo alterando as propriedades materiais de acordo com os resultados de campo obtidos.

O instrumentação utilizada consistia num sistema de aquisição portátil que recebia o sinal de uma série de LVDT's com uma gama de leitura linear entre  $\pm 5$  mm.

As conclusões que puderam ser retiradas deste estudo são, em grande medida, semelhantes a trabalhos anteriores, ou seja, verificou-se uma linearidade da resposta em deslocamentos com o aumento de carga; as cargas induzidas pela passagem dos camiões não produziram, na maioria dos casos, deformações inelásticas (apesar destas cargas estarem próximas do valor teórico que provocaria o colapso dos arcos); e a resposta das três pontes com características geométricas bastante próximas foi bastante consistente.

Em todo o caso, os valores de deslocamento máximo são sempre muito baixos, nunca tendo ultrapassado o milímetro.

Por fim, mas não menos importantes, encontram-se os trabalhos pioneiros realizados sob orientação de Page, no *"Transport and Road Research Laboratory – Structures Group – Bridges Division"* (TRRL) e que constituem ainda hoje uma bibliografia de referência no estudo do comportamento das pontes em arco de alvenaria.

Este ambicioso programa de investigação tinha por objectivo reexaminar o método de avaliação da capacidade de carga de pontes de alvenaria conhecido como método MEXE (*Military Engineering Experimental Establishment*). Fazem parte deste programa o desenvol-

vimento de modelos teóricos e a realização de ensaios de carga em modelos e em pontes à escala real.

A *TRRL* editou várias publicações (Page (1987; Page (1988; Page (1989; Page (1995)) contendo informação sobre a realização de ensaios de carga em pontes reais. A campanha de ensaios compreendia um total de 10 pontes reais que foram carregadas até ao seu colapso. Destes relatórios consta informação genérica sobre as pontes e a preparação das mesmas para o ensaio, a instrumentação e o sistema de carregamento utilizados, assim como as grandezas que se pretendem medir. Por último, é realizada uma análise teórica para comparação com os valores experimentais obtidos e são reportadas as respectivas conclusões.

## 2.6. CONCLUSÕES

Após um resumo de diferentes textos ou tratados referentes ao período analisado, pode concluir-se que os construtores de arcos (arquitectos ou engenheiros), limitavam o cálculo a um problema estritamente geométrico. Procuravam seguir um conjunto de relações entre as diferentes dimensões, simples regras de proporcionalidade entre os diversos elementos: vão do arco, largura do pilar e espessura das aduelas do arco. Os tratados de construção não continham regras que relacionassem as dimensões do arco com as cargas a que eles iriam estar sujeitos.

Talvez para os engenheiros do séc. XXI possa parecer demasiado “empírico”. Talvez seja uma prova da ignorância dos mestres construtores do passado; na verdade, não era conhecida até ao séc. XVIII uma ciência das estruturas baseada na Resistência dos Materiais e nas Leis da Mecânica. No entanto, foram estes mestres construtores que erigiram o Panteão de Roma, a Hagia Sophia ou as catedrais Góticas. Huerta (2001) conclui que, afinal de contas, a abordagem geométrica tradicional não será assim tão *naïf*. Ou seja, parece razoável admitir que a definição das correctas regras de proporcionalidade entre elementos (ainda que de forma empírica), tem um peso relativo no dimensionamento das estruturas de alvenaria muito superior ao relacionado com o conhecimento dos próprios materiais ou das suas características mecânicas.

Pode então concluir-se a partir dos estudos e análises realizados nomeadamente por Santiago Huerta que os construtores medievais não calculavam os arcos. Entenda-se por cálculo estrutural o método de estabelecer as dimensões das secções resistentes dos diversos

elementos, tendo em conta as características resistentes do material utilizado bem como as cargas, acções ou solicitações a que a estrutura está submetida.

Todavia, a confiança dos construtores neste sistema de projectar baseado na geometria durará séculos, e apenas em finais do séc. XVIII se irá processar uma grande mudança na mentalidade. A ciência desperta e traz a necessidade de fundamentação técnica como garante de níveis mínimos de segurança na concepção dos arcos.

Os investigadores estudaram os arcos de alvenaria com grande detalhe nos últimos anos, num esforço para poder avaliar e reparar pontes rodoviárias ou ferroviárias existentes (Harvey, 1998; Melbourne, 1995; Hughes and Blackler 1997; Ng e tal, 1999). A análise de pontes de alvenaria constitui um problema especial: estruturas históricas de alvenaria são solicitadas para suportar cargas muito maiores do que aquelas que os seus construtores consideraram e os engenheiros são chamados a determinar, por exemplo, a capacidade de carga em segurança para essas pontes (Ochsendorf (2002)).

Não desprezando o enorme trabalho que tem sido desenvolvido nesta área, poucos avanços foram realizados com vista à avaliação da segurança em edifícios de alvenaria, e não foram publicadas linhas orientadoras para a avaliação da segurança de arcos apoiados em pilares.

A tarefa de avaliar a segurança de pontes existentes de forma a prever o seu comportamento perante novas solicitações é uma tarefa que preocupa as instituições que tutelam essas obras de arte não existindo, no entanto, um método perfeitamente satisfatório que preveja o comportamento de arcos de alvenaria (Sloan *et al.* (1995)).



## CAPÍTULO 3

# PONTE VILA FRIA – PROJECTO, CONSTRUÇÃO E CONTROLO DE MATERIAIS

### 3.1 - INTRODUÇÃO

O projecto e a construção de uma ponte em alvenaria nos nossos dias revestem-se de inúmeras particularidades que importa salientar. Pretende-se neste capítulo apresentar as principais linhas orientadoras do projecto, as principais fases do seu processo construtivo, assim como o controlo efectuado na escolha dos materiais.



Localizada na freguesia de Vila Fria, concelho de Felgueiras, distrito do Porto, a Ponte de Vila Fria atravessa o rio Vizela numa zona rural, encontrando-se inserida num ambiente calmo e bucólico. Na sua forma primitiva teria sido constituída por cinco vãos com cerca de 6,0 metros cada, com forma semelhante à que se pretende construir. Este facto pode ser constatado pela presença na Ponte de Vila Fria de dois tipos de pilares, os primeiros de forma convencional e possuindo talhamares e outros que terão sido realizados numa fase

posterior para dar apoio à laje horizontal de pedra de granito que terá sido realizada nessa altura.

A versão da Ponte de Vila Fria que existiu até um passado recente era constituída por 10 pilares igualmente espaçados de 3,0 metros. Apresentava uma largura de, aproximadamente 2,5 metros e encontrava-se sem quaisquer elementos de protecção lateral, conforme se observa nas Figura 3. 1 e Figura 3. 2.



Figura 3. 1 – Perspectiva geral da antiga passagem



Figura 3. 2 – Tabuleiro

Esta ponte não oferecia, segundo a Câmara Municipal de Felgueiras, condições mínimas de segurança com vista à sua utilização por tráfego rodoviário. Foi então tomada a decisão por parte desta entidade no sentido de desmontar a ponte existente e construir uma nova ponte rodoviária também em pedra de granito no mesmo local.

Neste contexto, entendeu a FEUP dever apoiar a iniciativa da Câmara Municipal de Felgueiras, tirando partido deste projecto para fins científicos.

O projecto da Ponte de Vila Fria realizado pelo Instituto da Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, surge na sequência de um vasto trabalho que tem vindo a ser desenvolvido com o objectivo de contribuir para o conhecimento da resposta estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra. Este estudo abarca quer a componente de modelação e análise estrutural quer a de experimentação local sobre a construção e em laboratório sobre amostras de materiais.

## 3.2 - PONTE DE VILA FRIA – ASPECTOS PRINCIPAIS DO PROJECTO

Nos pontos seguintes são detalhados os critérios que serviram de base para o projecto da nova Ponte de Vila Fria.

### 3.2.1 - Critérios de base para o projecto

A elaboração do projecto para a nova ponte procurou respeitar vários critérios e condicionantes do local. Entre eles, tal como para qualquer outro tipo de ponte, atendeu-se à topografia do local e às condicionantes do meio ambiente em que a ponte está inserida que, neste caso, se trata de uma zona rural (Figura 3. 3).

Do ponto de vista conceptual, o projecto para a nova ponte procurou respeitar as principais linhas orientadoras definidas pela Câmara, ou seja, a ponte deveria ser em alvenaria de pedra de granito, respeitando os pegões existentes e vencendo esses vãos com arcos de volta inteira. A largura do tabuleiro deveria ser aumentada para permitir a passagem de tráfego rodoviário.

Para a definição da forma geral da ponte atendeu-se às tipologias correntes de pontes de pedra que na generalidade podem ser agrupadas em romanas, medievais e modernas. Neste contexto, e do ponto de vista da forma global, a ponte de Vila Fria possui tipologia idêntica à das pontes medievais, apesar de ser uma ponte actual. Deve-se isto ao facto de os arcos pelos quais é constituída possuírem diferentes formas, sendo o central mais elevado e, como consequência, o perfil longitudinal do tabuleiro apresentar duas rampas que convergem sobre o coroamento do arco central; estas são de facto características correntes das antigas pontes medievais.

Finalmente a experiência em estudos precedentes sobre pontes de alvenaria de pedra, nomeadamente Costa (2002), contribuíram para um melhor entendimento do funcionamento deste tipo de estruturas e por conseguinte para a definição da solução encontrada.

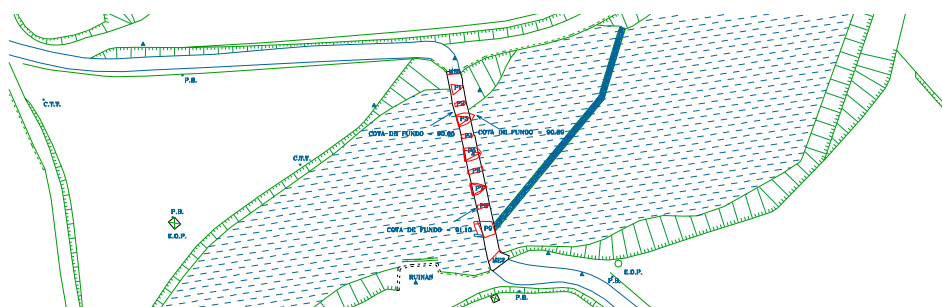


Figura 3. 3 – Planta da envolvente do local e localização da ponte antiga

Na fase seguinte foram estabelecidas as dimensões dos vários elementos estruturais da ponte e a relação proporcional entre esses elementos, com base em relações geométricas verificadas em pontes existentes.

A Figura 3. 4 apresenta uma vista em alçado montante da nova Ponte de Vila Fria.

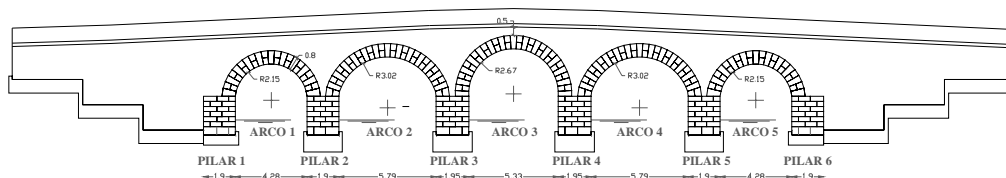


Figura 3. 4 – Alçado montante da nova Ponte de Vila Fria

### 3.2.1.1 - Relações geométricas

O dimensionamento dos principais elementos da ponte foi desenvolvido no âmbito do projecto base apresentado à Câmara Municipal de Felgueiras e encontra-se descrito em Costa *et al.* (2004).

As dimensões dos vários componentes da ponte foram definidas com base em relações empíricas de natureza geométrica obtidas a partir de um conjunto de observações em pontes em arco de alvenaria de pedra pelos autores Lagomarsino *et al.* (1999) e Gambarotta (1999) a propósito, respectivamente, do estudo das pontes de alvenaria da linha ferroviária Genova-Ovada e do estudo, mais geral, sobre as pontes de alvenaria dos sistemas rodoviário e ferroviário de Itália.

Assim, de acordo com Lagomarsino *et al.* (1999), são frequentes, nas pontes observadas nesse estudo, as seguintes relações geométricas entre a espessura do arco “e” e o vão “L”:

$$e = \frac{L}{12} a \frac{L}{17} \quad (3. 1)$$

$$e = 0.33 + 0.033 \cdot L \quad (3. 2)$$

e para as dimensões do pilar o mesmo autor refere como mais frequentes as seguintes relações entre a largura em planta no sentido longitudinal “b”, a altura do pilar “h” e o vão do arco “L”:

$$b = 0.2 \cdot h + 0.6 \quad (3. 3)$$

$$b = 0.125 \cdot L \quad (3. 4)$$

sendo os valores considerados em metros e estando de acordo com a simbologia que se apresenta na Figura 3. 5.

Finalmente, como mínimo para a espessura do enchimento na zona do coroamento do arco, este autor encontra o valor de 40 cm e para a espessura do revestimento valores na ordem de 3 a 4 cm de material cimentício ou hidráulico e de 1.5 cm de asfalto betuminoso.

Por sua vez Gambarotta (1999) refere como mais frequentes em pontes de alvenaria de pedra as seguintes relações empíricas entre as dimensões do arco:

$$e = 0.325 + 0.0347 \cdot L \quad (3. 5)$$

$$e = 0.32 + \frac{L}{15} \quad (3. 6)$$

$$e = 0.1 + 0.2 \sqrt{L} \quad (3. 7)$$

$$e = 0.2 \sqrt{L} \quad (3. 8)$$

$$e = \frac{1 + 0.1 \cdot L}{3} \quad (3. 9)$$

$$e = 0.43 + 0.05 \cdot L \quad (3. 10)$$

sendo “e” a espessura e “L” o vão do arco em metros. Para os pilares, o mesmo autor, refere as seguintes relações geométricas entre a largura em planta do pilar “Ss”, a altura do pilar acrescida de parte da flecha do arco “h\*” e a espessura do enchimento na zona do coroamento do arco “h<sub>1</sub>”, conforme pode ser observado na Figura 3. 5. A diferença entre as dimensões “h” e “h\*”, resulta do facto da zona junto à base do arco ser usualmente preenchida por um material mais resistente, o que ajuda a rigidificar esta zona considerando-se para tal uma altura fictícia do pilar superior ao “h” real, como se observa na Figura 3. 5.

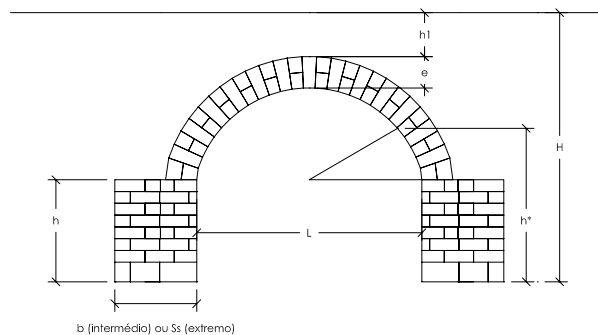


Figura 3. 5 – Definição dos parâmetros das fórmulas empíricas de dimensionamento

$$S_s = (0.6 + 0.04 \cdot h^*) \sqrt{L} \quad (3.11)$$

$$S_s = (0.6 + 0.162 \cdot L) \sqrt{\frac{(h^* + 0.25 \cdot L) \cdot 0.865 \cdot L}{H \cdot (0.25 \cdot L + e)}} \quad (3.12)$$

$$S_s = 0.305 + \frac{5}{24}L + \frac{h^*}{6} + \frac{h_1}{12} \quad (3.13)$$

Na Quadro 3. 1 apresentam-se os resultados relativos à aplicação das fórmulas anteriormente referidas e os valores adoptados para a espessura dos arcos, largura em planta do pilar da ponte, espessura do enchimento na zona do coroamento do arco, espessura da lajeta de compressão e espessura do pavimento. Sendo a geometria da ponte simétrica, as dimensões atribuídas às zonas dos arcos 4 e 5 e dos pilares 4, 5 e 6 são idênticas às apresentadas para os elementos que constam do Quadro 3. 1 considerando o eixo de simetria que passa pelo centro do arco 3.

**Quadro 3. 1 – Dimensões atribuídas: (a) espessura dos arcos, (b) largura em planta dos pilares e (c) outros.**

a) Arcos											
	Vão	Flecha	Espessura								Valores adoptados
			Resultados das relações empíricas								
			1	2	5	6	7	8	9	10	
Arco 1	4.30	2.15	0.36	0.47	0.47	0.62	0.51	0.41	0.48	0.65	0.80
Arco 2	5.80	2.90	0.48	0.52	0.53	0.72	0.58	0.48	0.53	0.72	0.80
Arco 3	5.30	2.65	0.44	0.50	0.51	0.68	0.56	0.46	0.51	0.70	0.80

Nota: Dimensões dos arcos 4 e 5 idênticas às dos arcos 2 e 1.

b) Pilares							
	Altura do Pilar	Largura em Planta do Pilar					
		Resultados das relações empíricas					Valores adoptados
		3	4	11	12	13	
Pilar 1	2.00	1.00	0.54	1.41	1.03	1.57	1.90
Pilar 2	2.00	1.00	0.63	1.52	1.16	1.72	1.90
Pilar 3	2.00	1.00	0.69	1.60	1.19	1.83	1.95

Nota: Dimensões dos pilares 4, 5 e 6 idênticas às dos pilares 3, 2 e 1.

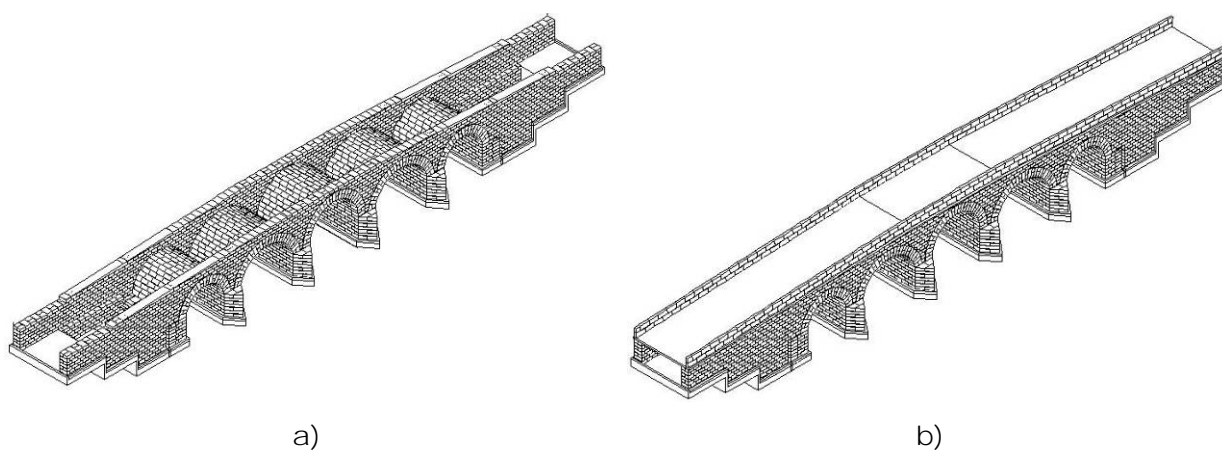
c) Outros	
	Espessura
Enchimento no coroamento dos arcos (valor mínimo)	0.51
Lajeta de sub-base	0.13
Pavimento (lajedo de pedra)	0.13

### 3.2.1.2 - Geometria final da ponte

Uma vez estabelecidas todas as dimensões e a forma da ponte, o modelo geométrico final foi desenhado em AutoCad (Autodesk (2002)) de modo a definir um modelo 3D incluindo

todos os elementos da ponte que pudessem ser usados nas fases posteriores da análise numérica e da execução da obra. Foram também definidos alçados (montante e jusante), cortes transversais em várias secções da ponte, desenhos de execução de pilares e arcos, tímpanos e contrafortes e respectivos mapas com a dimensão e forma dos blocos de pedra de modo a constituir, juntamente com o modelo 3D, as peças desenhadas do projecto de execução. Estes elementos encontram-se compilados no anexo 3.1 deste trabalho.

A Figura 3. 6 apresenta uma perspectiva 3D da nova Ponte de Vila Fria.



**Figura 3. 6 – Geometria final de projecto da Ponte de Vila Fria – Perspectiva a) sem tabuleiro e b) com tabuleiro. (Autodesk (2002))**

Com base nas sondagens geológico-geotécnicas realizadas, foi verificada a necessidade de execução de fundações especiais na ponte (o que se viria a concretizar através da solução com microestacas, cujo projecto foi elaborado por uma empresa externa que levou a cabo a realização das fundações).

Depois de definida a geometria final dos principais elementos estruturais da ponte (pilares, arcos, talhamares, talhantes, encontros e muros tímpano), cada uma das suas pedras foi caracterizada. Compilando toda essa informação, foram elaborados mapas como o que se apresenta esquematicamente na Figura 3. 7, em que se pode obter a geometria das pedras de cada elemento estrutural.

### **3.2.2 - Aplicação do teorema do limite inferior da análise plástica à Ponte de Vila Fria – estudo preliminar**

A primeira fase consistiu na definição da geometria dos arcos, ou seja, foram estabelecidos para cada arco a sua flecha a meio vão e a sua forma em arco de círculo.

De seguida foi arbitrada uma espessura constante para os arcos e a partir daqui foram realizadas as análises gráficas de verificação de segurança, cujos passos se descrevem de forma detalhada.

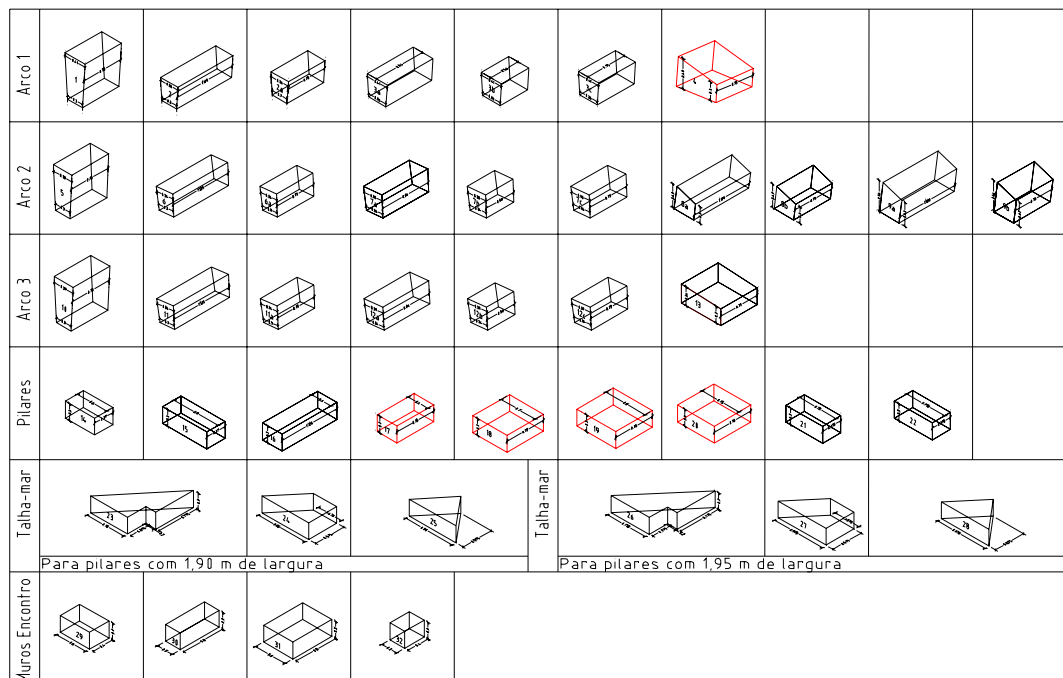


Figura 3.7 – Mapa com a geometria das pedras da Ponte de Vila Fria por elemento estrutural.

Para aplicação do método gráfico, o arco 2 da PVF foi discretizado em aduelas de largura constante, com vista à obtenção da linha de pressões entre o limite do pilar (início efectivo do vão livre do arco) e a aduela de simetria no fecho do arco, conforme se observa na Figura 3.8. Para esta análise foram seguidos os procedimentos descritos em Curtin *et al.* (1982).

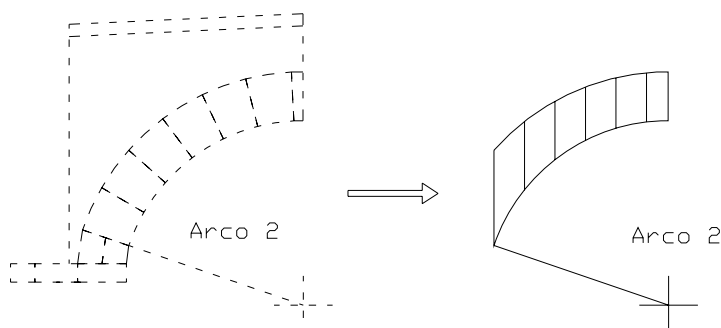


Figura 3.8 – Geometria real do arco e respectiva idealização



A partir da idealização anterior, foi determinado o peso de cada aduela, assim como o seu centro de gravidade, conforme se observa no Quadro 3. 2 e Figura 3. 9 seguintes, correspondendo ao caso de carga 1, que inclui apenas o peso próprio do arco.

Quadro 3. 2- Determinação do peso e centro de gravidade das aduelas (caso de carga 1)

	Área	Peso	Centro de Gravidade
A1	0.6711	16.78	0.2286
A2	0.5194	12.985	0.7361
A3	0.4573	11.43	1.2394
A4	0.4255	10.64	1.7411
A5	0.4079	10.20	2.2422
A6	0.2856	7.14	2.6715

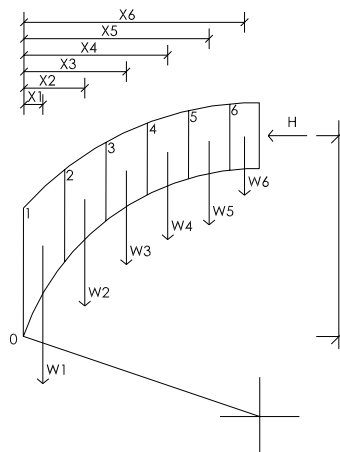


Figura 3. 9 – Determinação do peso e centro de gravidade das aduelas (caso de carga 1)

O passo seguinte consiste em determinar o impulso horizontal na pedra de fecho do arco. O cálculo é feito por equilíbrio de momentos em relação ao ponto "0". Este cálculo pressupõe que o arco em termos estruturais pode ser idealizado através de um arco de três rótulas e que o impulso na aduela de fecho apenas apresenta componente horizontal.

$$H \cdot f = W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3 + W_4 X_4 + W_5 X_5 + W_6 X_6 \quad (3. 14)$$

$$H = 36.06 \text{ kN} \quad (3. 15)$$

Uma vez conhecido o impulso horizontal no fecho e as forças aplicadas é construído o polígono de forças e a partir deste determina-se a linha de pressões no arco

correspondente, conforme se representa na Figura 3. 10 e de acordo com os seguintes passos principais:

- A construção do polígono de forças inicia-se pela força horizontal  $H$  cuja grandeza foi previamente determinada e cuja direcção e sentido são admitidas conhecidas. Esta força une o pólo do polígono "O" com o início da primeira força vertical correspondente à aduela  $A_6$ ; as seguintes forças vão sendo representadas sequencialmente até se obter o ponto  $P_1$ . Como o equilíbrio desta parte da estrutura tem que ser verificado, a força reactiva na base do arco terá que unir esta última força com o pólo por onde se iniciou a construção do polígono. A partir daqui, são traçados os raios polares que unem sucessivamente o pólo com as extremidades de cada uma das forças.
- Passando agora para a construção do polígono funicular, e começando pelo coroamento (pedra de fecho do arco) é desenhada a linha de pressões horizontal passando pelo centro da pedra de fecho até intersectar a primeira força vertical  $W_6$  no ponto  $P_6$ ;
- Desenhar uma paralela ao raio polar "b" passando pelo ponto de intersecção anterior e prolongando-se até à próxima força  $W_5$  de modo a determinar o novo ponto  $P_5$ ;
- Repetir este procedimento até que o último raio polar "g" intersecte o limite da última aduela;
- A linha de pressões do arco resulta então da união entre os pontos de intersecção  $P_i$  ( $i=1,6$ ) pelos sucessivos pares de raios polares que neles se cruzam, conforme se observa a traço grosso na Figura 3. 10.

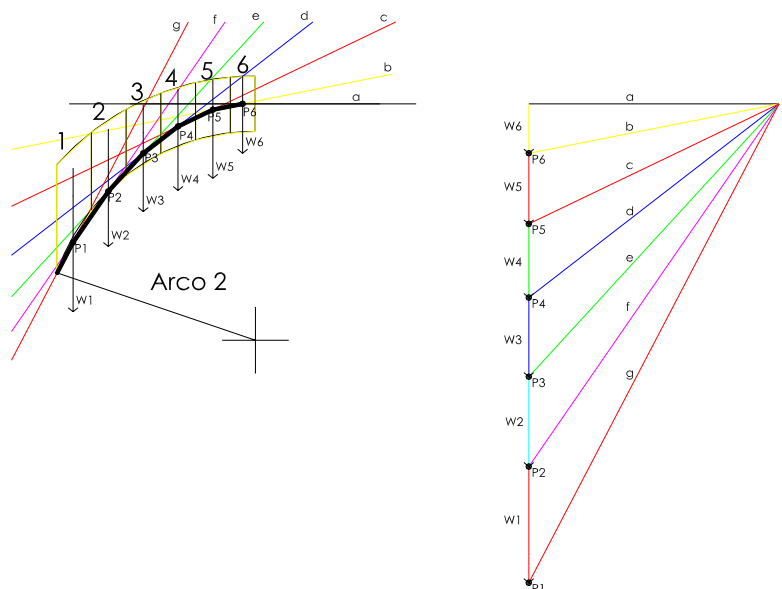


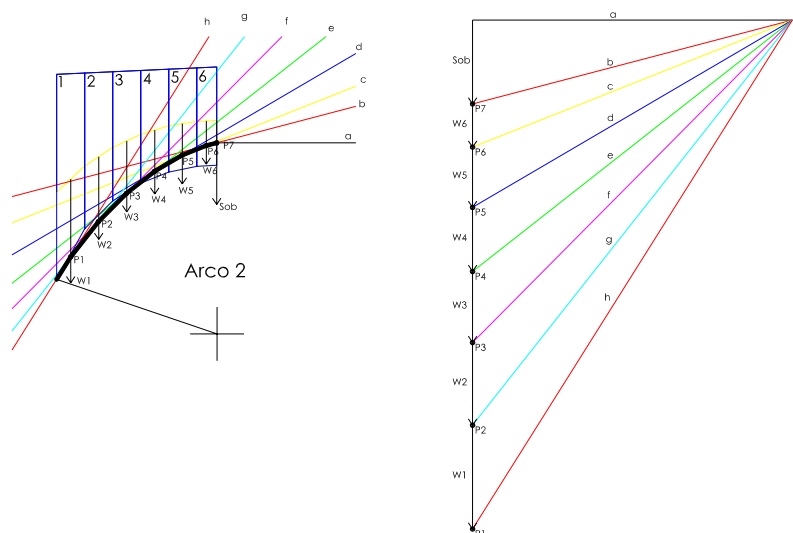
Figura 3. 10 – Construção do polígono de forças e respectiva linha de pressões (caso de carga 1)

O procedimento descrito foi repetido para o mesmo arco 2, considerando um segundo caso de carga que, para além do peso próprio do arco, inclui também o peso do tímpano, uma sobrecarga uniformemente distribuída ao longo do tabuleiro e outra correspondente à acção "tipo faca" aplicada sobre o fecho do arco, ambas previstas no *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA (1983))* para pontes rodoviárias de classe II.

Embora admitindo que a carga colocada a meio-vão não reproduzirá a situação teoricamente mais desfavorável, entendeu-se que nesta fase de estudo prévio seria suficiente obter a ordem de grandeza do factor de segurança da ponte, sendo estudados com mais detalhe, como se verá no capítulo 4, o caso do carregamento não centrado da ponte. O estudo dos arcos com carregamento centrado a meio vão é também desenvolvido por Pippard na sua formulação conducente à carga de colapso de arcos de alvenaria, recorrendo ao argumentado de que nessa secção a largura de degradação de carga é menor, sendo por esse facto, a posição considerada mais desfavorável.

**Quadro 3. 3– Determinação do peso e centro de gravidade das aduelas (caso de carga 2)**

	<i>Área aduelas</i>	<i>Área tímpano</i>	<i>Peso aduelas</i>	<i>Peso tímpano</i>	<i>Peso sobrec</i>	<i>Peso total</i>	<i>C.G.xx</i>
<b>A1</b>	0.6711	0.9418	16.78	18.836	1.5	37.116	0.25
<b>A2</b>	0.5194	0.7535	12.985	15.07	1.5	29.555	0.75
<b>A3</b>	0.4573	0.6232	11.43	12.464	1.5	25.394	1.25
<b>A4</b>	0.4255	0.5380	10.64	10.76	1.5	22.900	1.75
<b>A5</b>	0.4079	0.4918	10.20	9.836	1.5	21.536	2.25
<b>A6</b>	0.2856	0.3399	7.14	6.798	1.5	15.438	2.67
<b>Fecho</b>	-	-	-	-	30	30.00	2.86



**Figura 3. 11 – Construção do polígono de forças e respectiva linha de pressões (caso de carga 2)**

Por último, o teorema do limite inferior foi ainda aplicado com um carregamento caracterizado pela actuação das cargas permanentes em simultâneo com a sobrecarga provocada pelo veículo tipo, também correspondente à acção regulamentar prevista no RSA (1983), configurando o caso de carga 3. Embora a carga a meio vão não constitua a localização mais desfavorável para a actuação desta carga, interessava neste fase obter um resultado expedito do factor de segurança envolvido pelo que se optou pelo carregamento centrado. No capítulo 4, iremos voltar a esta metodologia gráfica de verificação da estabilidade dos arcos 2 e 3 da ponte, fazendo intervir o carregamento excêntrico do veículo tipo.

Quadro 3. 4- Determinação do peso e centro de gravidade das aduelas (caso de carga 3)

	<i>Área aduelas</i>	<i>Área tímpano</i>	<i>Peso aduelas</i>	<i>Peso tímpano</i>	<i>Peso V. Tipo</i>	<i>Peso total</i>	<i>C.G.xx</i>
<b>A1</b>	0.6711	0.9418	16.78	18.836	-	35.616	0.25
<b>A2</b>	0.5194	0.7535	12.985	15.07	-	28.055	0.75
<b>A3</b>	0.4573	0.6232	11.43	12.464	-	23.894	1.25
<b>A4</b>	0.4255	0.5380	10.64	10.76	-	21.400	1.75
<b>A5</b>	0.4079	0.4918	10.20	9.836	-	20.036	2.25
<b>A6</b>	0.2856	0.3399	7.14	6.798	-	13.938	2.67
<b>Fecho</b>	-	-	-	-	150	150.00	2.86

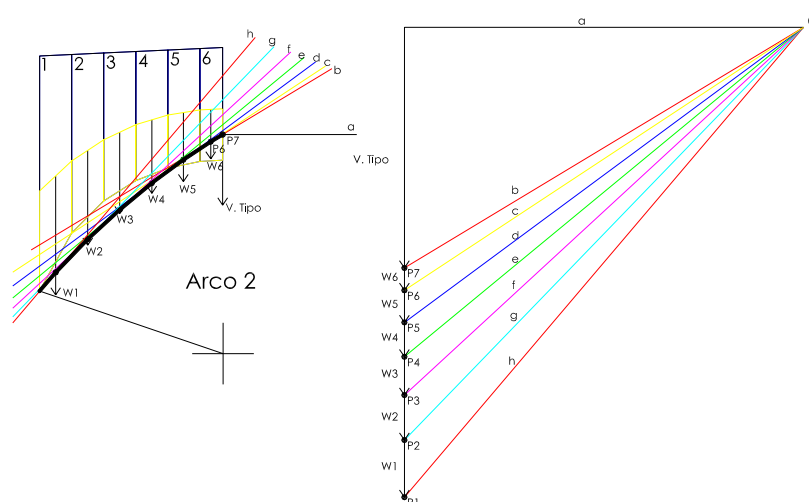


Figura 3. 12 – Construção do polígono de forças e respectiva linha de pressões (caso de carga 3)

Sabendo o raio do arco (admitindo que é constante) e o respectivo centro, podem-se então ajustar duas curvas que delimitam os arcos de espessura mínima que se encontram inscritos no interior do arco real e que contêm no seu interior as respectivas linhas de pressões, conforme se observa na Figura 3. 13.

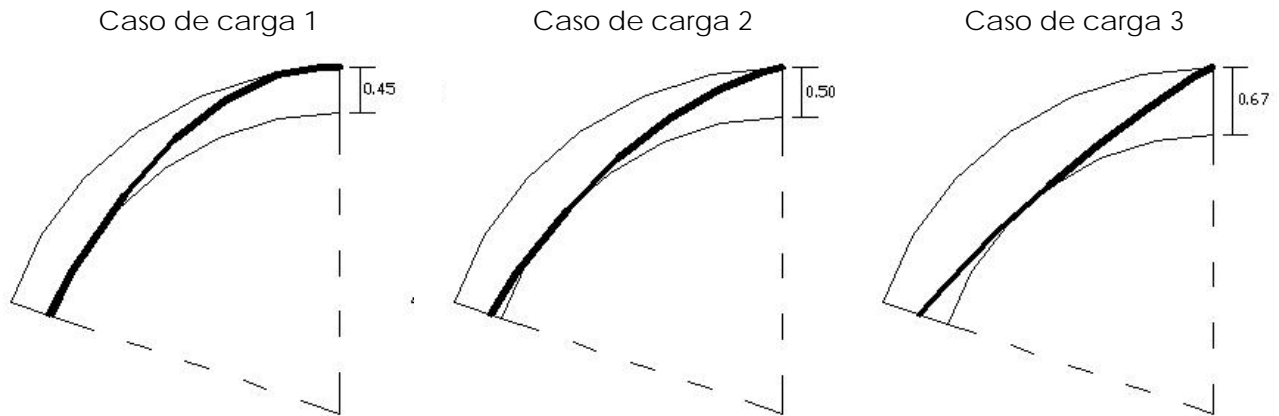


Figura 3. 13 – Arcos de espessura mínima

O factor geométrico de segurança do arco 2 da Ponte de Vila Fria é determinado através da relação (3. 16):

$$FS = \frac{e_{real}}{e_{min}} = \frac{0.80}{0.67} = 1.2 \quad (3. 16)$$

Em que  $FS$  representa o factor geométrico de segurança,  $e_{real}$  caracteriza a espessura real do arco (constante) e  $e_{min}$  corresponde à espessura mínima necessária ao seu equilíbrio estático.

Pretendeu-se desta forma verificar-se a segurança dos arcos de alvenaria segundo o teorema do limite inferior da análise plástica ou teorema seguro, inicialmente aplicado a estruturas de alvenaria por Heyman.

### 3.2.3 - Estimativa de acções horizontais actuantes na nova ponte

Com base no mapa das bacias hidrológicas da região, foi realizado o estudo hidráulico\* da Ponte de Vila Fria, permitindo com a geometria adoptada um adequado desempenho da mesma em situação de cheia.

---

\* Para o estudo hidráulico da Ponte de Vila Fria agradece-se a colaboração do Professor Rui Carneiro de Barros da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Em relação às acções horizontais previstas na actual regulamentação portuguesa (RSA (1983)), encontram-se desenvolvidos no anexo 3.2 deste trabalho os aspectos relevantes conducentes à obtenção das forças correspondentes às acções do vento e do sismo. Embora não seja apresentado neste trabalho, foi também desenvolvido o estudo hidráulico para a nova ponte com vista à obtenção das forças máximas correspondentes a um caudal de cheia com período de retorno de 500 anos.

Da determinação das forças máximas correspondentes às acções do vento, do sismo e do caudal de cheia, pode concluir-se que do caudal de cheia resultam forças cerca de uma ordem de grandeza acima das restantes acções, pelo que esta será a acção horizontal condicionante para o dimensionamento dos elementos da ponte sensíveis às acções horizontais, como por exemplo, os elementos de fundação.

### **3.3 - PONTE DE VILA FRIA – PROCESSO CONSTRUTIVO**

#### **3.3.1 - Introdução e aspectos gerais**

A nova ponte foi implantada no local que se ilustra na Figura 3. 14, atravessando o rio Vizela e unindo as povoações de S. Paio de Vizela e de Vila Fria.



**Figura 3. 14 – Local de implantação da nova Ponte de Vila Fria**

A nova Ponte de Vila Fria possui um perfil longitudinal simétrico em cavalete. O tabuleiro com 6,00 metros de largura apoia-se em cinco arcos de volta perfeita com vãos que variam entre 4,3 e 5,8 metros. Os talhamares existentes nos 4 pilares centrais possuem secção triangular. No lado jusante existem talhantes, no prolongamento dos seis pilares, com secção

rectangular. Os arcos apoiam-se nestes pilares de pedra e transmitem os seus esforços às micro-estacas de fundação, através de um maciço de encabeçamento em betão armado. Cada encontro, com 11,6 metros de comprimento, é constituído por dois muros ala de secção variável em altura, preenchido no seu interior com um enchimento em solo-cimento. O comprimento total da ponte é de aproximadamente 60 metros.

Para iniciar a construção da ponte foram realizados aterros provisórios alternadamente de um e outro lado do rio, permitindo a execução das fundações e pilares quase sempre “a seco”, existindo apenas algumas semanas durante o Inverno em que os elevados caudais condicionavam o normal ritmo dos trabalhos, obrigando mesmo a paragens durante curtos períodos de tempo, como pode ser observado nas Figura 3. 15 e Figura 3. 16.



**Figura 3. 15 – Elevados caudais – Condicionamento dos trabalhos**



**Figura 3. 16 – Elevados caudais – Paragem dos trabalhos**

Um dos maiores desafios resultou da necessidade de compatibilização do plano de trabalhos geral da empreitada com dois planos de trabalhos específicos, o primeiro plano relativo às campanhas de caracterização e ensaio dos materiais a incorporar na ponte e o segundo relativo ao conjunto de sensores e cablagem colocados no interior da ponte em diferentes fases de execução dos trabalhos.

Todas as pedras utilizadas para a execução dos elementos estruturais foram numeradas e caracterizadas em termos geométricos, permitindo desta forma uma grande optimização de recursos em obra, resultantes do facto das pedras chegarem com a sua posição e geometria final definidas, sendo apenas necessário realizar o seu aparelho “in situ”.

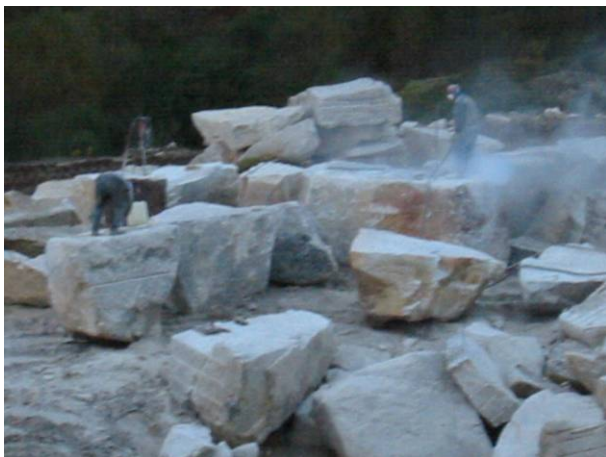


Tendo como principal objectivo permanecer o mais possível fiel aos processos construtivos tradicionais para este tipo de estruturas, indicam-se na secção seguinte as principais fases do processo construtivo da nova Ponte de Vila Fria.

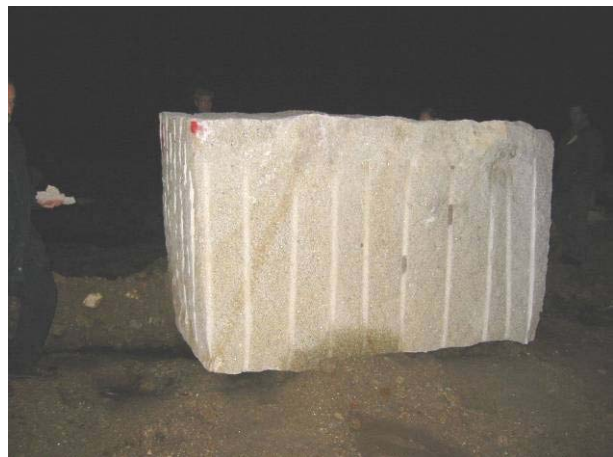
### **3.3.2 - A matéria prima pedra: desde o local de extracção até à aplicação em obra**

Todo o esquema associado ao processo extractivo, de transformação, de transporte, de aprovisionamento e de aplicação da pedra enquanto principal matéria prima da ponte foi caracterizado por aspectos inovadores que importa salientar.

Desde logo, pode fazer-se referência ao local de extracção da pedra: contrapondo o critério de proximidade (obviamente ligado às dificuldades de transporte) que era comum na construção tradicional das pontes de alvenaria, surgiu o critério económico a condicionar a escolha do local de extracção da pedra, uma vez que a escolha do fornecedor recaiu sobre uma pedreira localizada em Espanha (Figura 3. 17-a), de onde foram extraídos os grandes blocos de granito “em bruto” (Figura 3. 17-b).



a)



b)

**Figura 3. 17 – Pedreira de Mondariz – Galiza – Espanha a) local de extracção e b) bloco “em bruto”**

Em relação ao processo de transformação da pedra, foi também evidente uma alteração de metodologia, ou seja, a antiga forma de trabalhar e movimentar a pedra baseada no esforço manual e com apoio pontual de pequenos equipamentos de alavancagem das pedras, deu lugar a uma moderna instalação industrial (Figura 3. 18) a operar próximo de Valença e que, dotada de equipamentos automatizados, procedeu à rápida transformação dos grandes blocos de granito (Figura 3. 19) provenientes da pedreira em “unidades” mais pequenas (Figura 3. 20), com as dimensões e textura previamente definidas



(Figura 3. 21), de forma a que cada uma das pedras pudesse ocupar a posição na ponte conforme especificado em fase de projecto.



Figura 3. 18 – Serração onde foram cortados os blocos



Figura 3. 19 – Máquina de corte de pedra



Figura 3. 20 – Operação de picagem da superfície da pedra



Figura 3. 21 – Exemplo de pedra a utilizar na ponte

O transporte em camião foi planeado com a intenção de não existir interrupção no fornecimento (o que não foi plenamente conseguido), sendo a pedra recebida de acordo com o processo construtivo estabelecido, ou seja, a serração planeava o seu trabalho de acordo com a efectiva construção dos vários elementos da ponte.

O aprovisionamento foi feito em local próximo da obra e posteriormente colocado na sua posição final com recurso a uma retro-escavadora que o empreiteiro manteve permanentemente em obra (Figura 3. 22) constituindo, refira-se, o único equipamento de apoio da construção da ponte.

Quanto à mão-de-obra, parece também importante salientar que toda a superestrutura da ponte foi construída unicamente por uma equipa composta por um encarregado e três pedreiros.



a)



b)

Figura 3. 22 – Colocação das pedras junto do local de aplicação a) pilar6 / arco5 e b) encontro 2

### 3.3.3 - Fundações

A existência no mesmo local de outra passagem que se apoiava em fundações directas superficiais e a observação visual daquilo que se julgava ser um “afloramento rochoso” na base de alguns pilares da passagem existente (ver Figura 3. 23) fez com que se prescindisse numa fase inicial de mais pormenorizada descrição do terreno envolvente da ponte. Foi então admitida, nessa fase, que a nova Ponte de Vila Fria teria fundações directas.



Figura 3. 23 – Antiga passagem de Vila Fria

Após o desmonte da passagem, constatou-se a existência de uma camada de solo aluvionar por baixo das “fundações”. Foi então estudada uma solução que pudesse ser executada sem recurso a equipamento especial de fundações indirectas, de forma a não sobrecarregar o orçamento inicial da empreitada.

Assim sendo, a solução estudada passaria pela execução sob os pilares da nova ponte de um conjunto de “poços”, constituídos por um encamisamento exterior materializado através de anéis de betão pré-fabricado e preenchidas no seu interior com betão pronto. Esta solução revelou-se de difícil exequibilidade, pois o estrato competente para fundação da ponte não foi encontrado às profundidades esperadas, conforme pode ser constatado pela Figura 3. 24 seguinte.



a)



b)

**Figura 3. 24 – Prospeccção do estrato geológico competente para fundação. a) e b) diferentes fases da escavação**

O estrato aluvionar bastante instável conjuntamente com os elevados níveis freáticos obrigou ao abandono desta solução e ao repensar duma nova solução para as fundações da nova ponte. A Figura 3. 25 ilustra uma fase intermédia dos trabalhos, pouco antes de ter sido abandonada esta solução.

A nova solução proposta para realizar as fundações da nova Ponte foi a execução de micro-estacas. Esta alteração de projecto implicou a realização de uma rigorosa caracterização geológica dos estratos de fundação, de forma a definir as cotas de trabalho para os equipamentos de furação.





Figura 3. 25 – Solução em poços prevista inicialmente para as fundações da ponte

As microestacas foram executadas pela empresa “Geosoc” do grupo “A. Silva & Silva” que possuem equipamento (Figura 3. 26 e Figura 3. 27) e competências específicos para trabalhos desta especialidade. Segue-se uma breve descrição da execução das microestacas.

A primeira operação consistiu na abertura do furo. Para tal foi utilizado o equipamento representado na Figura 3. 27 através do qual o solo e inertes, depois de desagregados com recurso a um tarolo rotativo, são expelidos para o exterior por aplicação de uma elevada pressão de ar na zona inferior do furo.



Figura 3. 26 – Equipamento de mistura para fabrico da calda de injecção



Figura 3. 27 – Equipamento de furação para microestacas

O ar sob grande pressão é injectado no interior do tubo de encamisamento que pode ser observado na Figura 3. 28.

Depois de atingida a profundidade desejada (quando a base do furo atinge o firme), é colocado o tubo de aço definitivo que se observa na Figura 3. 29 (de menor diâmetro do que o anterior), e pode a partir daqui retirar-se o tubo exterior de encamisamento.



Figura 3. 28 – Tubo de encamisamento (provisório)



Figura 3. 29 – Tubo definitivo da microestaca (tubo armadura)

A operação de selagem serve para iniciar o preenchimento do furo. É aplicada na base do furo uma pressão crescente através de uma mangueira que liga com o obturador, que obriga a calda de cimento a sair através da última manchete (dispositivo que permite a passagem da calda de cimento) e a espalhar-se na zona inferior começando de seguida a subir em direcção à cabeça do furo, conforme se esquematiza na Figura 3. 30 e Figura 3. 31.

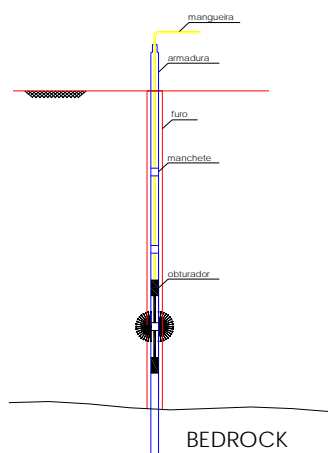


Figura 3. 30 – Selagem da zona inferior do furo

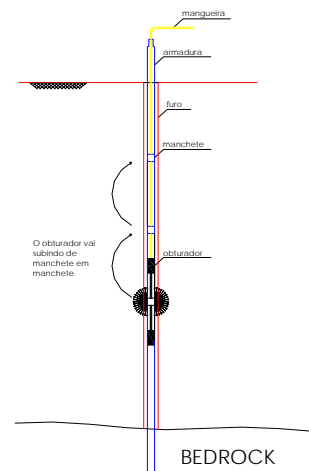


Figura 3. 31 – Subida do obturador para uma zona superior do furo

Ao atingir a cota superior do furo (junto à superfície), pode parar-se a selagem. Caso contrário, o obturador sobe para uma nova manchete e repete-se o processo de aplicação de pressão (ver Figura 3. 31).

A função do obturador é de isolar determinada zona do furo, ou seja, a compressão das mangas de borracha superior e inferior do obturador contra as paredes do tubo definitivo impede a passagem da calda de cimento. Logo, a saída possível quando se aumenta a pressão na zona intermédia do obturador é através da manchete. A manchete possui um furo envolto numa membrana, conforme se observa na Figura 3. 32, que permite a saída da calda para o seu exterior por rompimento da mesma.

O objectivo da selagem é o de preencher a zona exterior envolvente do tubo de aço (também designado de armadura). No final da selagem, este tubo tem que ser limpo com jacto de água para se poder no dia seguinte prosseguir com a injeção.

A operação de injeção realiza-se normalmente no dia seguinte à selagem ou a uma injeção anterior (neste caso chamar-se-á reinjeção).

Nesta fase de preenchimento do furo, interessa sobretudo que a calda de cimento a ser injectada se distribua radialmente através das manghetes até zonas afastadas do furo, impondo-se como limite que seja atingida uma determinada pressão (neste caso de 30 bar). Este procedimento repete-se começando na base do furo e subindo progressivamente de manchete em manchete.

Se não for atingida a pressão de 30 bar, proceder-se-á a nova reinjeção no dia seguinte até que se obtenha esta pressão.

Na Figura 3. 32 observa-se o obturador e os tubos armadura utilizados para a execução das micro-estacas da Ponte de Vila Fria, enquanto que a Figura 3. 33 ilustra uma fase de furação. O aspecto final das microestacas pode ser observado na Figura 3. 34.





a)



b)

Figura 3. 32 – a) obturador e b) armadura com manchetes de metro a metro.



Figura 3. 33 – Equipamento de furacão para execução de microestacas



Figura 3. 34 – Aspecto final das microestacas (armaduras)

### 3.3.4 - Maciços de encabeçamento de microestacas

A fase seguinte consistiu na realização de maciços para encabeçamento das microestacas (Figura 3. 35 e Figura 3. 36), que funcionam concomitantemente como maciços de base para assentamento dos pilares. Foram executados em betão armado e, para além do pilar propriamente dito, recebem também o talhante e o talhamar respectivo. Possui um dente em betão armado em todo o perímetro superior do maciço para atender a possíveis

deslizamentos por efeito de forças de corte entre a superfície do maciço de encabeçamento e as pedras da base do pilar.



Figura 3. 35 – Maciços de encabeçamento de micro-estacas do Encontro 2



Figura 3. 36 – Maciço de encabeçamento de micro-estacas do Pilar 6

### 3.3.5 - Pilares, Talhantes e Talhamares

Sobre os maciços de encabeçamento de estacas executaram-se os pilares (Figura 3. 37 e Figura 3. 38), talhamares (Figura 3. 39) e talhantes (Figura 3. 40), que no caso da nova Ponte de Vila Fria constituíram um elemento construtivo único na sua base.



Figura 3. 37 – Pilar 5 da Ponte de Vila Fria.



Figura 3. 38 – Vista geral dos pilares da ponte.





Figura 3. 39 – Execução de talhamar da ponte



Figura 3. 40 – Execução de talhante da ponte

### 3.3.6 - Encontros

Embora com geometria distinta, o processo construtivo para os encontros seguiu a mesma metodologia, ou seja, maciço para encabeçamento de micro-estacas e outro maciço apoiado directamente sobre o terreno de fundação no caso dos dois degraus fundados a cotas superiores, seguidos de colocação da pedra aparelhada formando os muros ala (Figura 3. 41) de suporte do enchimento montante e jusante.

Entre os dois muros ala foi executado o enchimento por diversas camadas, conforme se observa na Figura 3. 42



Figura 3. 41 – Muro ala do encontro 2 da PVF



Figura 3. 42 – Finalização dos muros-ala e enchimento

### 3.3.7 - Arcos

Para a construção dos arcos procurou-se também seguir as formas tradicionais de construção, pelo que os trabalhos preliminares englobaram a execução temporária de cimbres de madeira para apoio das pedras até ao fecho completo do arco, tal como se ilustra na Figura 3. 43 e Figura 3. 44.

Só após a execução dos cimbres, se deu então início à construção dos arcos de pedra propriamente ditos (ver Figura 3. 45 e Figura 3. 46).



Figura 3. 43 – Fase intermédia da execução do cimbra do arco 5



Figura 3. 44 – Execução do cimbra do arco 5 – Pormenor

Os cinco arcos da nova Ponte de Vila Fria possuem uma espessura constante de 0,80 metros. Depois de realizados os cimbres, as pedras dos arcos foram colocadas de forma simétrica a partir das nascenças (topo do pilar) em direcção à última fiada (fecho do arco) (ver Figura 3. 45). As juntas, de espessura muito reduzida, são preenchidas por uma argamassa pronta cuja função principal é de regularização, conforme se pode observar na Figura 3. 46.



Figura 3. 45 – Arco 1 – Evolução da construção



Figura 3. 46 – Arco 2 – Pormenor da argamassa de regularização das juntas



### 3.3.8 - Muros tímpano

Na continuação dos muros ala referidos para a execução dos encontros, foram realizados os muros tímpano (ver Figura 3. 47 e Figura 3. 48) nas faces montante e jusante da ponte. As pedras de fecho destes elementos foram ajustadas em obra, por apresentarem geometria bastante diversa que teria que ser compatibilizada com a geometria dos arcos.



Figura 3. 47 – Início da construção do muro tímpano de montante entre os arcos 1 e 2



Figura 3. 48 – Fase intermédia de execução dos muros tímpano (vista de montante)

### 3.3.9 - Argamassa e material de enchimento

Toda as juntas da ponte foram preenchidas com uma argamassa pronta (Figura 3. 49) à base de cal fornecida pela *Secil Martingança*, sendo apenas adicionada água nas dosagens indicadas pelo fabricante (4,2l de água por cada saco de 30kg). A argamassa foi produzida por equipamento próprio (misturadora) cedido pelo fornecedor, o que garantia uma amassadura rápida e uniforme. Esta argamassa não pretende ter qualquer função estrutural, tendo sido adoptada uma espessura teórica de cerca de 5 mm para permitir um melhor ajuste das pedras que porventura apresentassem algum desvio dimensional em relação às dimensões teóricas de projecto.

Como é característica comum neste tipo de pontes, todo o volume compreendido entre os muros tímpano e acima dos arcos/pilares é preenchido por um material de enchimento (Figura 3. 50, Figura 3. 51 e Figura 3. 52). No caso da nova Ponte de Vila Fria, e porque se pretendia ter uma caracterização mecânica deste material, foi decidido realizar o enchimento com materiais correntemente utilizados e facilmente caracterizáveis. Realizou-se então a seguinte mistura *in situ*: a uma base de *tout-venant* foi agregada uma percentagem reduzida de cimento *portland*, configurando o que é habitualmente designado de “traço seco”, seguida de adição de água para promover a ligação eficaz de todos os materiais.

A opção tomada de executar um enchimento com fortes características coesivas permitiu limitar o consumo de pedra nos encontros, pois foi considerado para o dimensionamento

destes elementos que apenas uma pequena parcela do impulso horizontal actuava sobre os muros ala dos encontros.



Figura 3. 49 – Argamassa pronta utilizada na ponte



Figura 3. 50 – Enchimento (entre muros ala do encontro 2)



Figura 3. 51 – Enchimento (entre muros tímpano sobre pilares e arcos)



Figura 3. 52 – Enchimento (entre pilares)

### 3.3.10 - Pavimento

O elemento construtivo seguinte é o tabuleiro (Figura 3. 53). De forma a não descaracterizar demasiado a ponte, foi decidido executar o tabuleiro com um lajeado de pedra de granito com 20 cm de espessura idêntico aos restantes elementos da ponte, mas com maior rugosidade. O aparelho das pedras do lajeado é regular, embora as dimensões de cada alinhamento sejam variadas (Figura 3. 54).





Figura 3. 53 – Tabuleiro (vista geral)



Figura 3. 54 – Tabuleiro (pormenor do aparelho das pedras)

Sob o pavimento foi ainda colocada uma tela impermeabilizante sobre a qual se realizou uma camada de “traço seco” para assentamento do lajeado, conforme se observa na Figura 3. 55.



Figura 3. 55 – Impermeabilização do tabuleiro (vista geral)

### 3.3.11 - Guarda-corpos

Os elementos construtivos principais terminam com a execução do guarda-corpos (Figura 3. 56). De forma a otimizar a largura útil para passagem do tráfego rodoviário, foi dimensionado um guarda-corpos com 0,9 m de altura por 0,2 m de espessura com encaixe das pedras do tipo macho-fêmea, conforme se observa na Figura 3. 57.



Figura 3. 56 – Guarda-corpos da ponte. Vista geral



Figura 3. 57 – Guarda-corpos da ponte (pormenor do aparelho das pedras)

Complementando esta ligação e recuperando parcialmente as formas tradicionais de construção destes elementos, foram executados furos nas pedras do guarda-corpos (Figura 3. 58) e do muro tímpano (Figura 3. 59) para inserção de um varão de aço inox e preenchidos com chumbo derretido (Figura 3. 60) que, depois de endurecido, materializam chumbadouros.



Figura 3. 58 – Guarda-corpos da ponte. Vista geral



Figura 3. 59 – Guarda-corpos da ponte (pormenor do aparelho das pedras)

Os guarda-corpos, bastante sensíveis aos efeitos de corte e/ou de derrube pela base, contam assim com uma segurança acrescida pela inclusão destes chumbadouros.





a)



b)

Figura 3. 60 – Guarda-corpos da ponte: a) operário a derreter o chumbo e b) pormenor de execução.

### 3.3.12 - Calha e armário técnico

De forma a acomodar toda a rede de cablagem que circula ao longo da ponte, foi instalada uma calha técnica ao longo do guarda corpos jusante que reúne os vários cabos e os conduz ao armário técnico localizado no lado jusante do encontro 2 da ponte.



a)



b)

Figura 3. 61 (a) e (b) – Calha técnica instalada na ponte



a)



b)

Figura 3. 62 – Armário técnico da ponte. Vista (a) exterior e (b) interior

A calha possui diversas aberturas para instalação, manutenção e visita, conforme se observa na Figura 3. 63.



Figura 3. 63 – Caixas de visita ao nível do tabuleiro da ponte

### 3.3.13 - Descimbramento dos arcos

A retirada dos apoios dos arcos corresponde, sem dúvida, a uma das fases mais importantes da execução das pontes de alvenaria de pedra. É o momento em que o arco assume o seu funcionamento estrutural como tal, encaminhando as forças correspondentes ao seu peso



próprio e ao eventual enchimento que possa existir para os pilares adjacentes. Dependendo da inércia dos pilares e da própria esbelteza do arco, nas operações de descimbramento poderão ocorrer afastamentos entre pilares com consequente abertura de juntas na aduela de fecho (intradorso) e próximo das nascenças do arco (extradorso).

Outro comportamento possível que interessava estudar era a possibilidade de deslizamento da junta que liga as pedras de nascença do arco com as do pilar onde este se apoia, uma vez que nesta fase o arco teria que transmitir os impulsos horizontais ao pilar apenas pelas forças de atrito interno geradas.

Os estudos realizados permitiram concluir que existe um factor de segurança bastante confortável. No entanto, e para demonstrar quantitativamente que os fenómenos acima referidos não teriam qualquer significado, entendeu-se importante proceder à monitorização dos arcos durante o seu descimbramento.

O ensaio foi acompanhado através de um sistema de aquisição de dados transportado para o local, que registou o sinal de 12 transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Voltage Displacement Transducer*) e de um sensor de nível.

Foram colocados 3 LVDT's para medição dos deslocamentos globais do arco (1 a meio-vão e 2 aos quartos de vão) e 9 para medição de abertura ou fecho de juntas (distribuídos pela aduela de fecho e pelas secções a 45° do arco). Um esquema da localização dos LVDT's e do pórtico metálico necessário para a montagem dos mesmos apresenta-se na Figura 3. 64 e Figura 3. 65 seguintes.



Figura 3. 64 – Esquema de montagem para monitorização de descimbramento



Figura 3. 65 – Esquema de montagem para monitorização de descimbramento (pormenor)

Com vista à monitorização de um eventual deslocamento vertical da base de apoio do arco no momento da sua entrada em carga, foi colocado um sensor de nível diferencial piezo-resistivo de grande resolução da marca *RS Amidata* associado ao esquema de montagem que se observa na Figura 3. 66. Este sensor apresenta uma gama de medição máxima de  $\pm 63,5$  mm de água.



**Figura 3. 66 – Esquema de montagem para controlo de assentamentos diferenciais (sensor piezo-resistivo)**

O princípio de funcionamento associado a esta montagem consiste em unir dois pontos (ponto de medida e ponto de referência) através de um tubo totalmente preenchido por um líquido e em contacto com a pressão atmosférica em ambas as extremidades. O sensor encontra-se numa das extremidades e pelo princípio dos vasos comunicantes induz uma diferença de pressão sempre que ocorre uma diferença de nível entre as extremidades. Uma referência mais detalhada deste sensor irá ser descrita no capítulo 5 - Monitorização do comportamento estrutural da ponte.

Conforme se pode observar na figura anterior, foi admitido que a pedra colocada a uma distância de cerca de 1 metro do pilar permaneceria fixa e, portanto, seria a extremidade de referência. A outra extremidade foi colocada em contacto com o pilar 2 que iria entrar em carga depois do descimbramento.

Embora pareça discutível esta montagem tão rudimentar, considerou-se razoável confiar parcialmente nos resultados pelo facto de o possível assentamento do pilar resultar da deformação das microestacas e não do maciço onde estas estão fundadas, deformação essa que não deveria afectar de forma significativa o solo adjacente sobre o qual estava assente a pedra de apoio da extremidade de referência do sensor.

Refira-se ainda que esta montagem algo precária constitui uma medida de recurso de última hora que não pode ser mais elaborada pelo facto de aqueles sensores estarem ainda em teste.



**Figura 3. 67 – Preparação da instrumentação para monitorização do descimbramento do arco 3**

Da análise dos resultados obtidos durante as operações de descimbramento dos arcos da Ponte de Vila Fria puderam obter-se as seguintes conclusões:

- Para o nível de carregamento atingido (peso próprio e retro-escavadora) não se registaram movimentos perceptíveis de abertura, fecho ou deslizamento de junta;
- Os deslocamentos verticais máximos ocorreram naturalmente a meio-vão e o seu valor máximo foi de 0,4 mm
- O sensor de nível manteve-se sempre com sinal, que pode ser associado ao ruído do próprio equipamento, com valores próximos do inicial.

### **3.3.14 - A nova Ponte de Vila Fria – obra concluída**

Finalmente, depois de inúmeras adversidades e ultrapassados todos os problemas inerentes a um projecto inusitado pela sua natureza e ao qual se sobrepuseram as dificuldades inerentes ao sistema de monitorização extremamente diversificado que foi implementado, apresenta-se na Figura 3. 68, uma vista aérea de jusante, do resultado do trabalho desenvolvido ao longo de cerca de 3 anos de obra.





© Fevereiro 2006 - F. Piqueiro / Foto Engenho, Lda  
email: piqueiro@fe.up.pt

Figura 3. 68 – A nova Ponte de Vila Fria – vista aérea

### **3.4 - PONTE DE VILA FRIA – CONTROLO DE MATERIAIS**

Como é comum no actual estado de desenvolvimento da construção, e com mais acuidade no caso de pontes e estruturas especiais, um rigoroso controlo de qualidade na aplicação dos materiais faz parte indissolúvel das boas práticas comumente aceites e generalizadas por todos os agentes envolvidos na construção.

Assim sendo, também na Ponte de Vila Fria se entendeu importante, apesar do carácter algo particular desta construção, efectuar um controlo dos materiais a aplicar. Este controlo incidiu sobretudo ao nível da pedra, do material de enchimento e do material de preenchimento das juntas.

Nas secções seguintes descrevem-se os ensaios realizados sobre cada um dos materiais e, juntamente com os resultados obtidos, tecem-se as principais considerações sobre os mesmos.

#### **3.4.1 - Ensaio de compressão simples**

O ensaio para determinação da resistência da pedra à compressão consiste na aplicação gradual e crescente de uma força normal à base e topo do provete até se atingir a rotura do mesmo. O equipamento utilizado foi a prensa mecânica com capacidade até 2700 kN, (ver Figura 3. 69), disponível no LABEST (Laboratório de Betão e do Comportamento Estrutural) da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto).

Os provetes escolhidos são cilindros com as dimensões constantes no Quadro 3. 5 e obedecendo à geometria mínima definida na norma ASTM D 4543 – 85 (ASTM-D4543-85 (1985)), tendo o ensaio sido realizado de acordo com o prescrito na norma NP 1926-2000.

A tensão de rotura por compressão de cada amostra obteve-se através da divisão da máxima força de compressão atingida, pela área da secção transversal do respectivo provete. Os resultados encontram-se também descritos no Quadro 3. 5, apresentando-se na Figura 3. 70 uma série de provetes após terem sido levados à rotura.



Figura 3. 69 – Prensa utilizada no ensaio de compressão simples.



Figura 3. 70 – Rotura após ensaio de compressão simples.

Quadro 3. 5 – Resultados do ensaio de compressão simples. (provetes em estado natural de humidade)

	<i>Diâmetro (cm)</i>	<i>Altura (cm)</i>	<i>Secção (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Força Máxima (kN)</i>	<i>Tensão de Rotura (MPa)</i>
<b>P1</b>	10.03	20.1	78.93	494.79	62.69
<b>P2</b>	9.84	20.2	76.09	557.26	73.24
<b>P3</b>	9.97	20.0	77.99	534.18	68.49
<b>P4</b>	9.95	20.2	77.76	418.27	53.79
<b>P5</b>	9.96	20.0	77.91	504.94	64.81
<b>P6</b>	9.90	20.2	76.98	485.21	63.03
<b>Média</b>	<b>9.94</b>	<b>20.1</b>	<b>77.61</b>	<b>499.11</b>	<b>64.34</b>

#### Tratamento estatístico dos resultados (NP 1926-2000)

valor médio	64,34
desvio padrão	6,52
média logarítmica	4,16
desvio padrão logarítmico	0,10
<b>Valor mínimo esperado E (MPa)</b>	<b>50,25</b>

Segundo Teles e Begonha (1998), um granito não deverá apresentar resistências à compressão entre 100-250 MPa. Portanto, os valores obtidos indicam que estamos em presença de um granito meteorizado.

No contexto da Ponte de Vila Fria, e de acordo com a análise numérica realizada, cujos resultados podem ser consultados em Costa *et al.* (2004), as tensões máximas de compressão nos blocos da ponte são inferiores a 1 MPa, pelo que existe um factor de segurança compatível com as exigências da ponte.

### 3.4.2 - Ensaio de compressão simples sobre provetes secos “*versus*” saturados

Com este ensaio pretendeu-se atingir dois objectivos principais: primeiro obter a resistência à compressão de provetes cúbicos com 50 mm de aresta, por forma a estar de acordo com o preconizado pela norma portuguesa NP EN 1926 – 2000 (IPQ-NP-EN1926–2000 (2000)); o segundo objectivo visava determinar em que medida a resistência à compressão destes provetes de pedra natural seria afectada pela saturação dos provetes.

Para a realização do ensaio foram preparados 18 cubos, tendo-se colocado metade na estufa para secagem até massa constante e a metade restante foi acondicionada em recipiente com água para obtenção de saturação total dos cubos.

Estando verificadas as condições prévias para realização do ensaio, foi repetido o procedimento de ensaio definido em 3.4.1, tendo-se obtido os resultados que se apresentam nos quadros seguintes.

Quadro 3. 6 – Resultados do ensaio de compressão simples sobre cubos. Provetes secos

	<i>L</i> (mm)	<i>B</i> (mm)	<i>Área</i> (mm <sup>2</sup> )	<i>Altura (H)</i> (mm)	<i>Força (kN)</i>	<i>Tensão</i> (MPa)
PVF1	52.3	52.2	2730.06	50.2	164.26	60.17
PVF2	52	52.7	2740.4	51.8	184.31	67.26
PVF3	53.6	50.6	2712.16	52.5	179.26	66.09
PVF4	48.9	50.5	2469.45	52.2	157.04	63.59
PVF5	52.2	49.2	2568.24	51.5	200.78	78.18
PVF6	49.2	52.3	2573.16	51.6	185.12	71.94
PVF7	50.1	51.3	2570.13	52.6	160.14	62.31
PVF8	51.5	49.9	2569.85	52.9	181.86	70.77
PVF9	49.1	52.2	2563.02	52.3	157.60	61.49
Média	51.0	51.2	2610.72	52.0	174.49	66.87



**Tratamento estatístico dos resultados (NP 1926-2000)**

valor médio	66.87
desvio padrão	5.86
média logarítmica	4.2
desvio padrão logarítmico	0.09
<b>Valor mínimo esperado E (MPa)</b>	<b>55.48</b>

**Quadro 3. 7 – Resultados do ensaio de compressão simples sobre cubos. Provetes saturados**

	<i>L</i> (mm)	<i>B</i> (mm)	<i>Área</i> (mm <sup>2</sup> )	<i>Altura (H)</i> (mm)	<i>Força (kN)</i>	<i>Tensão</i> (MPa)
PVF10	51.6	50.0	2580	52.4	97.44	37.77
PVF11	51.9	52.1	2703.99	50	89.45	33.08
PVF12	52.5	51.2	2688	51.6	94.36	35.11
PVF13	51.8	48.7	2522.66	51.8	102.64	40.69
PVF14	51.4	51.3	2636.82	48.9	39.29	14.9
PVF15	51.9	49	2543.1	51.6	56.58	22.25
PVF16	51.7	51.6	2667.72	49.2	100.68	37.74
PVF17	49.7	51.5	2559.55	52.2	73.04	28.54
PVF18	49.3	51.6	2543.88	51.1	104.51	41.08
<b>Média</b>	<b>51.3</b>	<b>50.8</b>	<b>2605.08</b>	<b>51.0</b>	<b>84.22</b>	<b>32.35</b>

**Tratamento estatístico dos resultados (NP 1926-2000)**

valor médio	32.35
desvio padrão	8.90
média logarítmica	3.43
desvio padrão logarítmico	0.34
<b>Valor mínimo esperado E (MPa)</b>	<b>15.08</b>

Da análise dos resultados médios da resistência à compressão efectuada sobre provetes secos quando comparados com idênticos resultados realizados sobre provetes saturados, pode-se verificar uma redução bastante significativa destes últimos. Tal como referido anteriormente, e de acordo com a análise numérica realizado, existe ainda um factor de segurança compatível com as exigências da ponte.



### 3.4.3 - Ensaio de tracção por compressão diametral (ensaio brasileiro)

O ensaio para determinação da resistência da pedra à tracção por compressão diametral foi também realizado na mesma prensa já referida em 3.4.1, conforme se observa na Figura 3. 71.

Para a realização do ensaio, foi seguido o prescrito na norma americana ASTM D 3967 – 95a (ASTM-D3967-95a (1995)).

Com este ensaio, pretendeu-se estimar, de forma indirecta, a resistência de provetes à tracção. O ensaio por tracção directa é de difícil execução e significativamente mais dispendioso. O ensaio por compressão diametral oferece, de forma simples e menos onerosa, bons resultados para a determinação da resistência à tracção de provetes de pedra.

O provete é carregado ao longo de duas geratrizes da sua superfície cilíndrica diametralmente opostas, conforme apresentado na Figura 3. 72. O carregamento monotónico crescente é aplicado com a mesma prensa utilizada no ensaio de compressão axial.

A resistência à tracção  $\sigma_t$  é determinada através da equação (3. 17):

$$\sigma_t = \frac{2 * P}{\pi * L * D} \quad (3. 17)$$

sendo  $P$  a resultante da força aplicada ao longo da geratriz de comprimento  $L$  e diâmetro  $D$ .



Figura 3. 71 – Ensaio de tracção por compressão diametral (aspecto geral).



Figura 3. 72 – Ensaio de tracção por compressão diametral. Rotura de um provete.

Os resultados do ensaio encontram-se sistematizados no Quadro 3. 8.

**Quadro 3. 8 – Resultados do ensaio de tracção por compressão diametral.**

	<i>Diâmetro (cm)</i>	<i>Altura (cm)</i>	<i>Secção (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Força Máxima (kN)</i>	<i>Tensão de Rotura (MPa)</i>
<b>P1</b>	9.73	20.1	74.28	123.14	4.01
<b>P2</b>	9.88	20.1	76.67	125.94	4.04
<b>P3</b>	9.77	20.2	74.97	113.18	3.65
<b>P4</b>	9.91	20.2	77.05	94.19	3.00
<b>P5</b>	9.75	20.2	74.66	94.47	3.05
<b>P6</b>	9.86	20	76.28	124.45	4.02
<b>P7</b>	9.91	20.2	77.13	133.2	4.24
<b>P8</b>	10.11	20.1	80.2	145.3	4.55
<b>P9</b>	9.97	20	78.07	95.96	3.06
<b>P10</b>	10	20	78.46	114.86	3.66
<b>Média</b>	<b>9.89</b>	<b>20.1</b>	<b>76.78</b>	<b>116.47</b>	<b>3.73</b>

**Tratamento estatístico dos resultados (NP 1926-2000)**

valor médio	3,73
desvio padrão	0,54
média logarítmica	1,31
desvio padrão logarítmico	0,15
<b>Valor mínimo esperado E (MPa)</b>	<b>2,70</b>

Ainda recorrendo aos estudos de Costa *et al.* (2004), as tensões máximas de tracção nos blocos da ponte são inferiores a 0,5 MPa, pelo que existe ainda um factor de segurança compatível com as exigências da ponte.

A relação entre a tensão mínima esperada à tracção e à compressão é de

$$\frac{E_{tracção}}{E_{compressão}} = \frac{2,7}{50,25} \cdot 100 = 5,4\% , \text{ valor ligeiramente inferior à relação normalmente estimada}$$

para o betão.

Ainda com base em Teles e Begonha (1998), são indicados como valores típicos para a resistência da pedra de granito à tracção, valores entre 7 e 25 MPa. Os provetes ensaiados exibem uma vez mais resistências bastante inferiores às referidas, embora compatíveis com as exigências da ponte.

### 3.4.4 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade

O ensaio para determinação do módulo de elasticidade foi realizado usando o mesmo equipamento dos ensaios anteriores, conforme se observa na Figura 3. 73, e tendo como referência o preconizado na norma ASTM-D3148-02 (2002).

Para a obtenção do módulo de elasticidade, são aplicados ciclos de carga e descarga com forças que variam entre 1/10 e 1/3 da força de rotura do provete. Neste caso, as forças aplicadas variam entre 40 e 140 kN. Os ciclos terminam quando a diferença entre as extensões medidas não ultrapassa  $1 \times 10^{-6}$ .

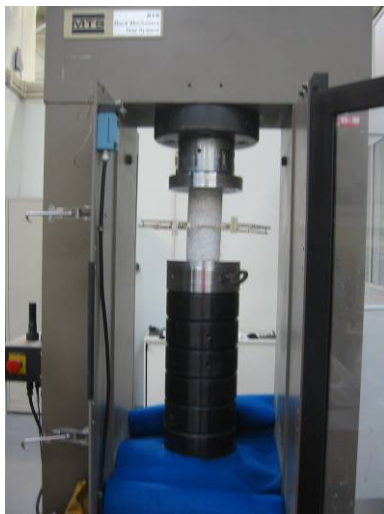


Figura 3. 73 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade (vista geral).



Figura 3. 74 – Pormenor da colocação dos extensómetros de Huggenberger para o ensaio do módulo de elasticidade.

Os resultados do ensaio encontram-se sistematizados no Quadro 3. 9.

Quadro 3. 9 – Resultados do ensaio do módulo de elasticidade.

	<i>Módulo de Elasticidade (GPa)</i>
P1	17.6
P2	15.55
P3	17.6
Média	<b>16.9</b>

O esquema de ensaio utilizado para determinação do módulo de elasticidade apresentava bastantes limitações (leitura directa no extensómetro por parte do operador, registo manual dos resultados, poucas amostras), indiciando uma forte desconfiança quanto à fiabilidade dos resultados obtidos.

Foi então decidido realizar novos ensaios, mas desta vez instrumentando os provetes com extensómetros eléctricos de resistência colados na superfície da pedra e LVDT's acoplados a um acessório metálico e ligando estes sensores ao sistema de aquisição de dados do LESE, de acordo com a montagem que pode ser observada na Figura 3. 75 e Figura 3. 76 seguintes.



Figura 3. 75 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade (vista geral).



Figura 3. 76 – Pormenor da colocação da instrumentação.

Efectuando um procedimento de repetição de ciclos idêntico ao referido para a 1ª fase, foi possível obter os seguintes resultados:

Quadro 3. 10 – Resultados do ensaio do módulo de elasticidade (2ª campanha).

	<i>Módulo de Elasticidade (GPa)</i>
P1	27.8
P2	26.6
P3	29.4
Média	<b>28</b>

### 3.4.5 - Ensaio para determinação de porosidade em pedra natural

O ensaio para determinação da porosidade da pedra foi efectuado no Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção da FEUP. A sua realização respeitou o preconizado na norma DIN 52102 (DIN-52-102 (1988)).

A preparação do ensaio começou com o corte dos provetes com as dimensões regulamentarmente previstas, tendo-se adoptado neste caso cubos com aproximadamente 65 mm de aresta. Segue-se a operação de secagem dos provetes até obtenção de massa constante. Segundo a norma EN 1925, "A massa constante é atingida quando a diferença

de massa entre duas pesagens sucessivas, efectuadas com um intervalo de  $24h \pm 2$ , não for superior a 0,1% da massa do provete". De seguida, são estimados os volumes dos provetes, por medição directa sobre os mesmos com recurso a uma craveira. Os provetes são então colocados no interior de um recipiente plástico e adiciona-se água destilada até os provetes se encontrarem imersos até  $\frac{1}{4}$  da altura do provete. É tomado este instante como valor de referência ( $t_0$ ). Uma hora mais tarde, adiciona-se água destilada até atingir  $\frac{1}{2}$  da altura dos provetes. Passadas 24 horas, desde o início do ensaio, adiciona-se novamente água até os provetes se encontrarem totalmente submersos com uma altura de água de 2 cm acima do topo dos provetes. O ensaio termina passadas 48 horas do instante inicial. É realizada a última pesagem e a determinação da porosidade dos provetes é determinada através da expressão (3. 18):

$$p = \frac{W_{48} - W_0}{V_0} * 100 \quad (3. 18)$$

em que  $p$  representa a porosidade da pedra natural (em percentagem),  $W_{48}$  representa o peso do provete saturado às 48 horas (em gramas),  $W_0$  corresponde ao peso do provete seco (em gramas) e  $V_0$  é numericamente igual ao volume do provete (em  $\text{cm}^3$ ).

As Figura 3. 77 a Figura 3. 80 ilustram a sequência de operações descritas anteriormente.



Figura 3. 77 – Preparação dos provetes. Serragem de cubos com 65 mm de aresta.



Figura 3. 78 – Secagem dos provetes.

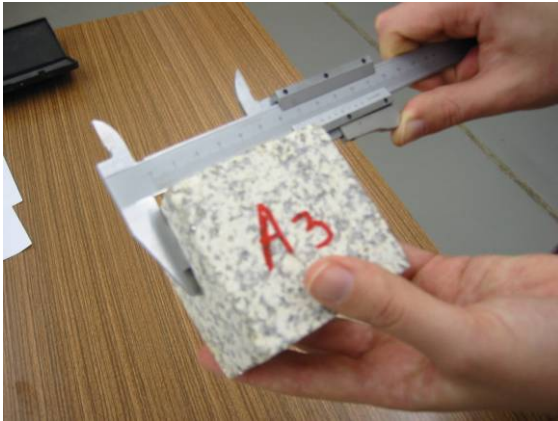


Figura 3. 79 – Determinação do volume aproximado dos provetes.



Figura 3. 80 – Ensaio de porosidade em pedra natural. Imersão em água destilada.

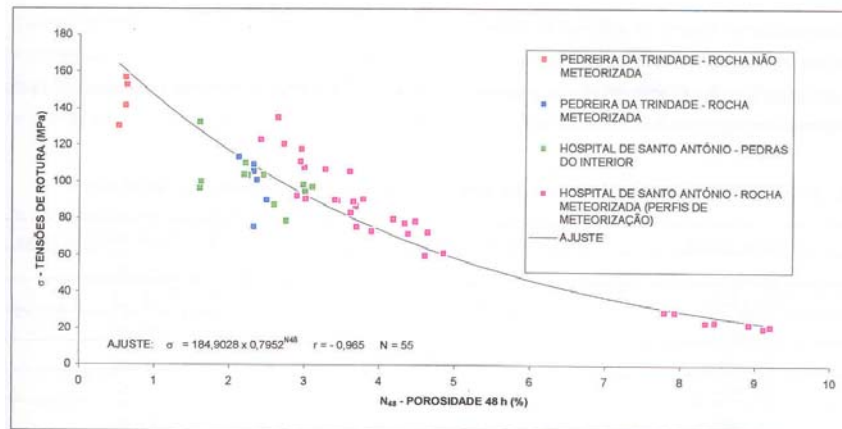
Os resultados do ensaio encontram-se descritos no Quadro 3. 11.

Dos ensaios para determinação da porosidade de provetes de pedra natural obteve-se um valor médio de 4%. O valor da porosidade pode ser correlacionado com a tensão de rotura à compressão para alguns granitos existentes em edifícios da cidade do Porto estudados e publicados por Begonha (1997). O gráfico da Figura 3. 81 foi retirado da publicação Teles e Begonha (1998)

Quadro 3. 11 – Resultados do ensaio para determinação da porosidade em provetes de pedra natural.

	$W_0$ Peso Seco (g)	$W_{48}$ Peso Sat. (g)	$V_0$ Volume (cm <sup>3</sup> )	Porosidade (%)
P1	681.9	693.4	280.14	4.1
P2	685.2	697	277.95	4.2
P3	690.4	701.4	282.17	3.9
P4	684.5	696.1	281.01	4.1
P5	685	696.1	277.91	4
P6	670	681.1	274.17	4
P7	665.8	676.2	275.16	3.8
P8	676.2	687.3	270.91	4.1
P9	669.9	680.3	271.2	3.8
Média	<b>678.8</b>	<b>689.9</b>	<b>276.7</b>	<b>4.0</b>





**Figura 3. 81 – Relação entre tensão de rotura e a porosidade para alguns granitos do Porto. Teles e Begonha (1998)**

Da leitura do gráfico, pode-se concluir que este granito também possui características mecânicas ajustáveis pela curva indicada, apresentando uma boa correlação entre os valores da tensão de rotura por compressão e a porosidade às 48 horas. As amostras do granito do Porto com estas características foram identificadas como sendo um granito meteorizado, com porosidade elevada para este tipo de rocha.

### 3.4.6 - Ensaio para determinação do coeficiente de absorção de água por capilaridade

Este ensaio foi realizado de acordo com o prescrito na norma IPQ-NP-EN1925–2000 (2000).

A partir de um lote homogêneo de pedra, foram cortados 9 provetes cúbicos com aproximadamente 65 mm de aresta.

Repete-se o procedimento de secagem até massa constante e de seguida calcula-se a área da base que vai ser imersa através da medição das duas medianas com precisão de 0,1 mm. Colocam-se os provetes num recipiente sobre suportes adequados e imerge-se a base dos provetes na água até à profundidade de  $(3 \pm 1)$  mm. Este instante é definido como tempo de referência para início do ensaio. A partir deste instante são cronometrados intervalos de tempo para registo das sucessivas pesagens. Para provetes bastante absorventes, são definidas leituras após 1, 3, 5, 10, 15, 30, 60, 480 e 1440 minutos. Retira-se sucessivamente cada provete, limpa-se ligeiramente a parte imersa, utilizando um pano húmido para se retirarem as gotas de água aderentes e pesa-se de imediato com uma precisão de 0,01 g. Anota-se o tempo decorrido desde o início do ensaio até ao momento de cada pesagem. As Figura 3. 82 a Figura 3. 84 ilustram a sequência de operações descrita anteriormente.

Os resultados devem ser apresentados sob a forma de um gráfico como o representado na Figura 3. 85, com o eixo das ordenadas representando a absorção de água em gramas por metro quadrado e o eixo das abcissas representando a raiz quadrada do tempo, em segundos.



Figura 3. 82 – Ensaio da capilaridade. Adição de água destilada.



Figura 3. 83 – Ensaio de capilaridade. Passagem por pano húmido.



Figura 3. 84 – Ensaio de capilaridade. Pesagem de provete.

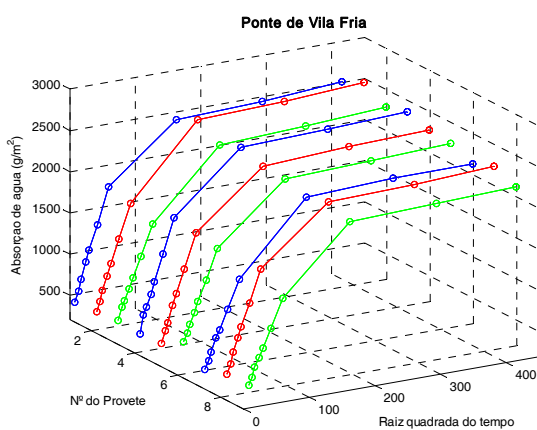


Figura 3. 85 – Absorção de água por capilaridade. Provete 1 a 9.

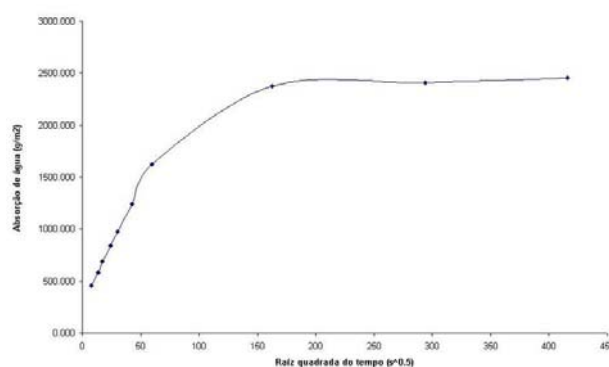


Figura 3. 86 – Absorção de água por capilaridade. Valores médios.



O valor do coeficiente de absorção de água por capilaridade da pedra natural é dado pelo declive da recta de regressão linear que aproxima o primeiro troço recto do gráfico. A expressão (3. 19) é válida quando aos 5 primeiros valores de medição corresponder um coeficiente de correlação da recta de regressão ajustada, superior a 0,90. Conforme se pode observar na Figura 3. 86, o valor correspondente será neste caso de 0,99, sendo portanto aplicável a referida expressão.

Para determinar o declive desta recta, utiliza-se a seguinte expressão (3. 19) para cada um dos provetes:

$$C = \frac{m_i - m_d}{S \cdot \sqrt{t_i}} \quad (3. 19)$$

em que  $m_i$  e  $m_d$  representam, respectivamente, a massa do provete na pesagem  $i$  e na pesagem inicial (em gramas),  $S$  representa a área da base do provete (em m<sup>2</sup>) e  $t_i$  representa o tempo decorrido desde o início do ensaio até à pesagem  $i$  (em segundos).

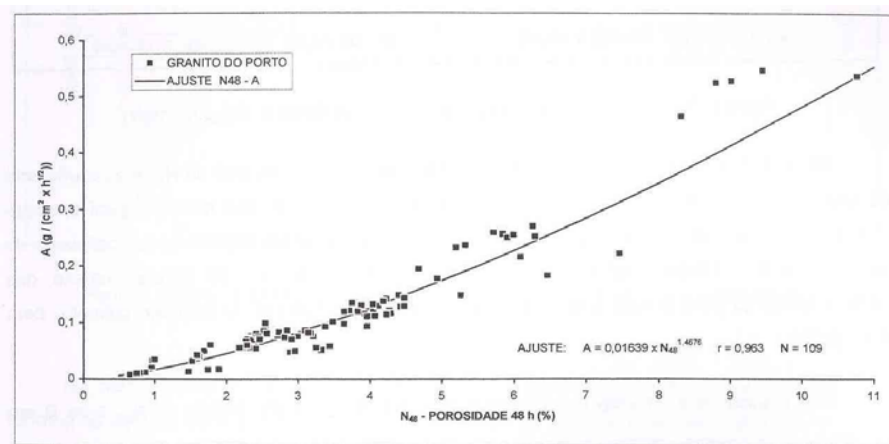
Quadro 3. 12 – Coeficiente de absorção de água por capilaridade. Provetes P1 a P9.

	<i>Leitura inicial</i>	<i>Leitura nº 5</i>	<i>Área (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Coef. de absorção "C" g/(m<sup>2</sup> · s<sup>0.5</sup>)</i>
<b>P1</b>	682.63	686.80	0.00414	33.6
<b>P2</b>	686.03	690.11	0.00417	37.4
<b>P3</b>	691.15	695.07	0.00417	35.8
<b>P4</b>	685.27	689.62	0.00425	38.8
<b>P5</b>	685.72	689.99	0.00421	38.6
<b>P6</b>	670.84	675.28	0.00420	40.3
<b>P7</b>	666.53	670.00	0.00413	32.4
<b>P8</b>	676.99	681.24	0.00419	39.2
<b>P9</b>	670.62	674.31	0.00415	34.0
<b>Média</b>	<b>679.53</b>	<b>683.60</b>	<b>0.00418</b>	<b>36.7</b>

O valor médio do coeficiente de absorção por capilaridade "C" é de 36.7 g/(m<sup>2</sup> · s<sup>0.5</sup>).

O valor máximo da água absorvida por unidade de área "A" é, aproximadamente, 2500 g/m<sup>2</sup>. O valor médio do coeficiente de absorção por capilaridade é um pouco superior

aos valores obtidos por Begonha (1997) em provetes do granito do Porto com igual porosidade (Figura 3. 87).



**Figura 3. 87 – Relação entre o coeficiente de absorção por capilaridade “C” e a porosidade livre às 48 horas (Teles e Begonha (1998)).\***

Embora não tenha sido efectuada a leitura da velocidade ascensional da água ao longo da altura dos provetes, pode inferir-se da leitura da Figura 3. 86 que os provetes atingiram o ponto de saturação aproximadamente 3 horas após o início do ensaio.

Este facto denota que se está na presença de um granito meteorizado com a rede porosa do tipo fissural bastante interligada ao longo da pedra.

### 3.4.7 - Ensaio gelo/degelo em provetes de pedra natural

O principal objectivo deste ensaio é obter informação sobre o comportamento da pedra quando submetida a ciclos de gelo/degelo. O ensaio, realizado no LEMC (Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção) da FEUP, foi conduzido de acordo com a norma DIN 52104 (DIN-52-104 (1982)).

Como as tensões devidas ao gelo dependem, entre outros factores, do grau de saturação e na taxa de arrefecimento da pedra, é importante referir explicitamente qual a variante do método que está a ser seguido. Neste caso, o método a utilizar irá seguir o preconizado na

---

\* Nota:  $36.7 \text{ g/m}^2 / \text{s}^{0.5} = 0.22 \text{ g/cm}^2 / \text{h}^{0.5}$

variante designada por DIN 52 104 – A, que corresponde a considerar durante o degelo os provetes completamente embebidos em água à pressão atmosférica, sendo a acção de gelo realizada com contacto directo ao ar.

Os resultados, que deverão em princípio ser complementados com outros ensaios, permitem avaliar a resistência da pedra em diferentes condições atmosféricas.

O princípio do método consiste em sujeitar os provetes (previamente embebidos em água) a uma série de, pelo menos, 10 ciclos térmicos, compreendendo cada um destes ciclos o arrefecimento a uma temperatura aproximada de  $-20^{\circ}\text{C}$ , seguida de degelo num recipiente com água tépida.

De seguida, é referida a sequência das principais operações conducentes à realização deste ensaio.

O ensaio inicia-se com a preparação, corte e lavagem da amostra (neste caso são testados 9 provetes cúbicos com 50 mm de aresta); depois da secagem dos provetes a  $110^{\circ}\text{C}$  durante 24 horas, os provetes são pesados e as dimensões são registadas com auxílio de uma craveira; os provetes são então embebidos numa caixa com água durante 24 horas a uma temperatura de  $20/25^{\circ}\text{C}$ ; procede-se depois a uma nova pesagem para determinação da água absorvida e a partir daqui, repete-se o procedimento correspondente a cada ciclo, ou seja, colocação dos provetes numa câmara frigorífica a  $-20^{\circ}\text{C}$  durante pelo menos 4 horas e posterior degelo durante pelo menos 1 hora em caixa com água a  $20^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$ .

Os provetes devem ser inspeccionados visualmente após cada série de 5 ciclos realizados para detecção de alterações (formação de fissuras, desintegração das arestas, etc.).

Após a realização dos ciclos determinados (no mínimo 10), os provetes são pesados depois de serem embebidos em água tépida.

Depois, são secos durante 24 horas à temperatura de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$  e novamente pesados;

Por comparação com a pesagem inicial determina-se a redução de massa durante o ensaio.

Os provetes são testados através do ensaio por compressão simples e os valores da tensão última são comparados com os resultados de provetes não submetidos a este ensaio.

Os resultados do ensaio de compressão simples realizado após os ciclos gelo/degelo apresentam-se no Quadro 3. 13 e Quadro 3. 14.

**Quadro 3. 13 – Influência dos ciclos gelo / degelo na resistência da pedra por compressão uniaxial. Provetes secos.**

	<i>Sem ciclos gelo/degelo (P1 a P9)</i>	<i>Após ciclos gelo/degelo (P19 a P23)</i>
$\bar{R}$ (MPa)	66.87	48.46
Variação (%)	<b>-27.5</b>	

**Quadro 3. 14 – Influência dos ciclos gelo / degelo na resistência da pedra por compressão uniaxial. Provetes saturados.**

	<i>Sem ciclos gelo/degelo (P10 a P18)</i>	<i>Após ciclos gelo/degelo (P24 a P27)</i>
$\bar{R}$ (MPa)	32.35	33.05
Variação (%)	<b>2.2</b>	

Os resultados deste ensaio permitem observar que os provetes de granito secos sofreram em média um decréscimo significativo na sua resistência à compressão, quando submetidos a ciclos gelo/degelo. Essa perda de resistência não se manifestou nos provetes saturados, onde em média os valores após gelo/degelo foram inclusivamente ligeiramente superiores aos iniciais.

Embora estes resultados possam, numa primeira análise, ter ficado aquém das expectativas, deve referir-se contudo que estes ensaios foram realizados numa fase inicial da obra, tendo-se extraído os provetes de apenas um lote de pedra.

Previsivelmente, à medida que a obra evoluiu, a qualidade do granito deverá ter evoluído favoravelmente, pois a extracção da pedra foi sendo realizada a profundidades cada vez maiores, indo de encontro a blocos de granito cada vez menos meteorizados. Outro facto que terá contribuído para a melhoria da qualidade da pedra resultou precisamente do alerta lançado pelo Instituto da Construção após a realização da primeira campanha de ensaios, com resultados que concluíram que o granito até então utilizado para a construção da ponte se encontrava bastante meteorizado.

### 3.4.8 - Caracterização dos enchimentos

Com o objectivo de caracterizar os enchimentos executados na ponte, foram realizados ensaios laboratoriais e de campo. No Laboratório de Geotecnia da FEUP desenvolveram-se os ensaios triaxiais e os ensaios *proctor* modificado. No local da ponte foram previamente realizados o ensaio com célula radioactiva e o ensaio da garrafa de areia.

Uma descrição detalhada destes ensaios pode ser encontrada em Costa *et al.* (2004). Por esse facto, neste trabalho far-se-á apenas uma exposição dos ensaios realizados e respectivos resultados.

### 3.4.8.1 - Ensaio com célula radioactiva

O ensaio com célula radioactiva (ver Figura 3. 88 a) permite determinar o peso volúmico e o teor em água do material aplicado em obra. Foram seleccionadas três zonas do enchimento e efectuados dois ensaios por zona, tendo-se obtido os resultados a seguir apresentados:

Quadro 3. 15 – Resultados obtidos com célula radioactiva.

<b>Ensaio n.º</b>	<b>Teor em água, <math>w</math> (%)</b>	<b>Peso volúmico, <math>\gamma</math> (<math>\text{kN/m}^3</math>)</b>	<b>Peso volúmico seco, <math>\gamma_d</math> (<math>\text{kN/m}^3</math>)</b>
1	7.1	17.4	16.3
2	6.8	17.5	16.4
3	6.4	18.3	17.2
4	6.2	18.6	17.5
5	7.0	18.3	17.1
6	6.4	19.4	18.3
<b>Média</b>	<b>6.65</b>	<b>18.25</b>	<b>17.13</b>

### 3.4.8.2 - Ensaio com garrafa de areia

Tal como o ensaio anterior, o ensaio da garrafa de areia (ver Figura 3. 88 b) permite determinar o peso volúmico e o teor de água do material. É realizado em duas fases: primeiro determina-se *“in situ”* o peso volúmico e posteriormente em laboratório é obtido o teor de água do material.

Foram realizadas duas séries de ensaios sobre o material de enchimento, a primeira sobre a camada inferior de *tout-venant* e a segunda sobre a camada superior de *tout-venant* com cimento.



a)



b)

Figura 3. 88 – Ensaio *in situ*. a) Ensaio com célula radioactiva. b) Ensaio com garrafa de areia.

Os resultados obtidos encontram-se agregados com os resultados do ensaio *proctor* no Quadro 3. 16 seguinte. Uma descrição deste método pode ser consultada em Fernandes (2006).

### 3.4.8.3 - Ensaio Proctor

Este ensaio foi realizado com o objectivo de determinar o grau de compactação das duas camadas de material de enchimento.

Para isso, e admitindo como óptimo o teor em água determinado pelo ensaio anterior da garrafa de areia, foi determinado o peso volúmico seco. A relação entre os pesos volúmicos secos das amostras colhidas “*in situ*” e o determinado pelo ensaio *proctor* corresponde ao valor do grau de compactação. Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 3. 16 seguinte:

Quadro 3. 16 – Peso volúmico, teor em água e grau de compactação do material de enchimento.

<i>Tipo de material</i>		Tout-venant		Tout-venant e cimento					
Número do Ensaio		1	2	1	2	3	4	5	6
Peso volúmico seco <i>in situ</i> <sup>1</sup>	(kN/m <sup>3</sup> )	17.4	19.7	16.4	19.6	19.4	20.6	19.8	19.4
Teor em água <i>in situ</i> <sup>1</sup>	(%)	5.2	5.3	10.6	7.6	7.4	6.5	6.8	7.9
Peso volúmico seco <sup>2</sup>	(kN/m <sup>3</sup> )	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5
Teor em água <sup>2</sup>	(%)	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Desvio do teor em água	(%)	0.0	0.0	5.4	2.1	2.2	1.3	1.6	2.7
Grau de Compactação	(%)	80.5	91.6	76.2	91.0	90.3	95.7	92.2	90.1

<sup>1</sup>Determinado com o ensaio da garrafa de areia.

<sup>2</sup>Determinado com o ensaio Proctor modificado para uma amostra de material constituída por *tout-venant*.

### 3.4.8.4 - Ensaio triaxial

Este ensaio, realizado também no Laboratório de Geotecnia da FEUP, pretende caracterizar o comportamento unidireccional (axial) do material de enchimento utilizado na PVF, quando sujeito em câmara triaxial a uma variação de tensão aplicada quer por incrementos axiais quer por aumento da tensão de consolidação lateral das amostras, conforme se mostra na Figura 3. 89.



a)



b)

Figura 3. 89 – Ensaio triaxial – a) provete e b) equipamento de ensaio

Para isso, foram preparados um total de 9 provetes divididos em três séries de três provetes cada. A primeira série apenas constituída por *tout-venant*, a segunda constituída por *tout-venant* com 7% de cimento e a terceira constituída por *tout-venant* com 10% de cimento.

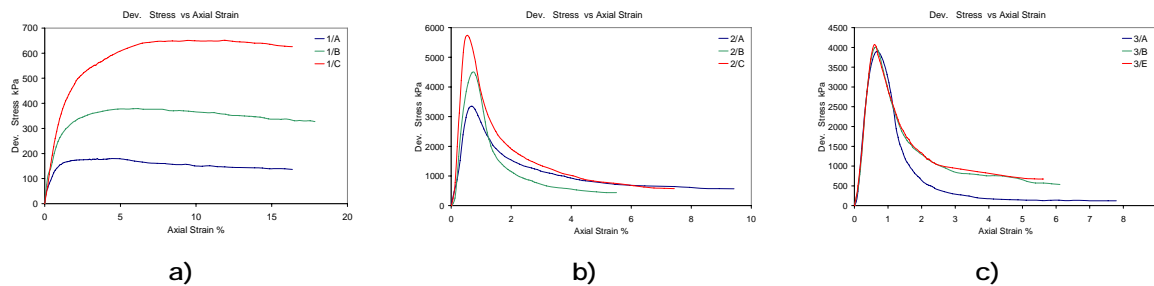
No Quadro 3. 17 são identificados os provetes ensaiados, bem como os factores que foram incrementados entre provetes da mesma série.

Quadro 3. 17 – Identificação das amostras ensaiadas na câmara triaxial.

Tipo de material		Tout-venant			Tout-venant e cimento					
Série		1			2			3		
Proвете		A	B	C	A	B	C	A	B	C
Diâmetro do provete	(mm)	150	150	150	150	150	100	100	100	100
Percentagem de cimento	(%)	-	-	-	10	10	10	7	7	7
Tensão de consolidação	(kPa)	30	80	150	50	50	50	10	50	80
Tempo de consolidação	(dias)	-	-	-	4	8	28	28	28	28



Os resultados do ensaio triaxial apresentam-se sob a forma de gráficos de comportamento unidireccional do material ensaiado, conforme pode ser observado na Figura 3. 90.



**Figura 3. 90 – Curvas de comportamento obtidas nos ensaios triaxiais: em Tout-venant (a) Tout-venant com 7% de cimento (b) e Tout-venant com 10% de cimento (c).**

Os resultados deste ensaio permitem estimar as características de deformabilidade a atribuir ao enchimento com vista às modelações numéricas da mesma. Este aspecto é objecto de outro trabalho de investigação (Costa (2007)) pelo que não é aqui mais desenvolvido.

### 3.4.9 - Caracterização das juntas

Tal como referido para o ponto anterior, também os ensaios de caracterização das juntas da ponte não fazem parte do âmbito deste trabalho, pelo que apenas se fará alusão aos ensaios realizados, sendo o leitor convidado a procurar informação mais detalhada em Costa *et al.* (2004).

Os ensaios de caracterização das juntas foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção da FEUP sob provetes de material aplicado na ponte.

A resistência ao corte de blocos de alvenaria de pedra é avaliada pelo escorregamento ao longo do seu plano de descontinuidade (junta). Para tal, aplica-se ao longo do plano de descontinuidade uma força tangencial  $T$  gradualmente crescente e avalia-se o correspondente escorregamento, com recurso ao equipamento que se observa na Figura 3. 91. Este procedimento foi iterado para diferentes valores de tensão normal ( $\sigma$ ) à junta.



**Figura 3. 91 – Ensaio de caracterização das juntas – a) Máquina de ensaio e b) provete com junta argamassada**

Pelo facto de ainda estarem em curso ensaios laboratoriais sobre provetes em pedra com junta argamassada, optou-se nesta fase pela não inclusão dos resultados que serão apresentados em futuras publicações.

### 3.4.10 - Conclusões dos ensaios

A partir dos ensaios realizados sobre provetes de pedra pertencentes a lotes que estão actualmente a ser utilizados na construção da Ponte de Vila Fria, foi possível caracterizar o granito nas suas principais grandezas físicas e mecânicas.

As conclusões possíveis até à presente fase de estudo indicam que:

- A resistência dos provetes à compressão uniaxial é compatível com as exigências mecânicas requeridas pela Ponte de Vila Fria;
- A resistência dos provetes à tracção por compressão diametral é compatível com as exigências mecânicas requeridas pela Ponte de Vila Fria;
- A porosidade dos provetes ensaiados deve ser olhada com alguma preocupação, pois a presença praticamente constante de água junto aos pilares da Ponte poderá vir a comprometer a durabilidade da pedra e, consequentemente, aumentar o número de intervenções de manutenção a realizar na Ponte.

- O coeficiente de absorção de água por capilaridade apresenta um valor médio consentâneo com a porosidade medida. O facto da velocidade de saturação dos provetes ser elevada conduz a que, num meio ambiente extremamente húmido ou molhado como o que se verifica junto à Ponte de Vila Fria, a água rapidamente comunique com o interior da pedra, criando ciclos rápidos de molhagem/secagem que, aliados a outros factores, potenciam a degradação do material de forma mais acelerada.
- Em relação aos provetes sujeitos a ciclos gelo/degelo, pode concluir-se que ao nível da observação macroscópica não foram detectadas quaisquer alterações (perda de massa, fissuração, etc.). Porém, os resultados do ensaio sob compressão simples revelaram algum decréscimo da resistência que apenas tem significado nos provetes secos. Apesar da consistência destes resultados, aconselha-se no entanto alguma prudência na extrapolação dos mesmos, pois este ensaio foi conduzido sobre um número relativamente reduzido de provetes e com um número de ciclos também próximo do limite inferior estabelecido na norma respectiva.

Tal como referido anteriormente, pelo facto de ainda estarem em curso ensaios laboratoriais sobre provetes em pedra com junta argamassada, optou-se por fazer referência apenas aos resultados que se encontram já processados, embora haja outros ensaios realizados / a realizar, que ainda não foram tratados e se apresentarão em futuras publicações.

### 3.5 - CONCLUSÕES

A construção de uma ponte em alvenaria nos nossos dias reveste-se de inúmeras particularidades que importa salientar.

Ainda na fase de projecto, as primeiras questões surgem associadas à metodologia de dimensionamento, pois a informação acessível baseia-se normalmente em regras empíricas estabelecidas pelos nossos antepassados ou a métodos de dimensionamento que apelam sobretudo ao bom senso dos técnicos projectistas, existindo muito escassa regulamentação para conduzir o dimensionamento de arcos de alvenaria ou sobre os factores de segurança a utilizar. Facto sintomático desta falta de informação é a total ausência deste tema (arcos de alvenaria) no actual regulamento europeu sobre alvenaria, o Eurocódigo 6.

Em relação ao processo construtivo da Ponte de Vila Fria, procurou encontrar-se um equilíbrio entre as técnicas e o "saber fazer" tradicionais utilizados em pontes semelhantes,

havendo no entanto que introduzir novos processos construtivos por exemplo nas fundações da ponte, de forma a assegurar níveis de segurança compatíveis com as exigências regulamentares actuais.

Além dos aspectos essenciais relacionados com a segurança da obra, o controlo de materiais que tem vindo a ser realizado tem por objectivo garantir que esta obra tenha um horizonte de vida muito superior a uma ponte similar executada noutros materiais, podendo desta forma constituir um legado para as gerações vindouras.

## **CAPÍTULO 4**

# **METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ARCOS DE ALVENARIA. APLICAÇÃO À NOVA PONTE DE VILA FRIA.**

### **4.1 INTRODUÇÃO**

Inserido no projecto multidisciplinar da nova Ponte de Vila Fria, esta dissertação enquadra-se em grande medida na sua vertente experimental. Para tal, apresentam-se nos capítulos 5 e 6 (referentes à monitorização e ensaio de carga realizados sobre a ponte) a base de desenvolvimento deste trabalho. Em relação à vertente de modelação numérica da Ponte de Vila Fria, encontram-se em preparação outros trabalhos, nomeadamente, a tese de doutoramento de Costa (2007).

As abordagens para a avaliação da segurança estrutural de estruturas em arco de alvenaria têm metodologias diversas, que vão desde os métodos clássicos simplificados passando pelas análises não lineares de elementos finitos com elementos de junta para modelação dos planos de descontinuidade até aos métodos que lidam de forma explícita com a natureza descontínua das estruturas de alvenaria, como acontece com o método dos elementos discretos. Os pontos seguintes deste capítulo pretendem recuperar algumas abordagens aos arcos de alvenaria, essencialmente baseados em métodos clássicos (elásticos e plásticos).

Existem actualmente ferramentas simplificadas que, pese embora essencialmente baseadas em métodos clássicos, têm vindo a ser alvo de atenção em publicações recentes (Gago

(2004), Ochsendorf (2002), entre outros) por serem de grande utilidade na avaliação expedita da segurança de estruturas em arco de pedra.

Cada uma dessas ferramentas tem implícitas na sua formulação determinados pressupostos simplificativos que influenciam em maior ou menor grau o resultado final obtido. No entanto, e salvaguardando esses condicionalismos, são metodologias adequadas para se obter uma primeira avaliação rápida da capacidade resistente de arcos em alvenaria.

Assim sendo, pretende-se neste capítulo apresentar alguns métodos simplificados de análise de arcos, cuja resposta poderá servir como base de trabalho para estudos mais detalhados ou, caso não seja necessário maior rigor na análise, para obter uma estimativa da capacidade resistente de arcos de alvenaria de pedra.

Segundo Ochsendorf (2002), duas teorias podem ser adoptadas para efectuar a análise de estruturas de alvenaria: análise elástica ou análise limite.

Nos últimos anos tem também havido um desenvolvimento muito grande de ferramentas numéricas, principalmente para o estudo de estruturas em arco de alvenaria, baseadas nos teoremas da análise limite. Estes teoremas já tinham sido aplicados a estruturas de alvenaria por Heyman (1995). A utilização sistemática desta ferramenta tem vindo a generalizar-se devido ao esforço colocado no desenvolvimento de programas para cálculo automático.

A análise limite parece ganhar algum ascendente sobre os métodos elásticos, na medida em que apenas três condições precisam de ser verificadas, condições essas que reflectem a verdadeira natureza da alvenaria e que serão abordadas com maior detalhe ao longo deste capítulo. Pelo contrário, os métodos elásticos enfatizam a necessidade de conhecer as propriedades do material bem como as condições de apoio, delas fazendo depender os resultados obtidos, o que parece nem sempre ser justificado em estruturas de alvenaria.

#### Análise elástica de estruturas de alvenaria

Os primeiros estudos onde se aplicou o conceito de meio contínuo para determinação das tensões numa estrutura foram introduzidos por Navier (1826). A partir daí, a análise elástica passou a ser a ferramenta mais utilizada tanto na concepção como na avaliação de estruturas. A teoria da elasticidade baseia-se no pressuposto de que o material é um sólido contínuo e o seu comportamento mecânico pode ser descrito por uma lei linear elástica. Segundo Ochsendorf (2002), este método poderá não ser apropriado para a avaliação da capacidade estrutural de estruturas de alvenaria pelas seguintes razões:

- As deformações nas estruturas de alvenaria não resultam da deformação *elástica* do material pedra, não podendo ser determinadas de forma satisfatória por este método;

- O estado de tensão exacto numa estrutura de alvenaria é imprevisível, devido ao desconhecimento da história de carregamento, condições fronteira e propriedades materiais;
- O material é heterogéneo e encontra-se separado por juntas e fissuras, tornando muito difícil a sua modelação como um meio contínuo.

Na realidade, o arco que se encontra representado na Figura 4. 1, que se encontra no seu estado deformado devido, por exemplo, a uma ligeira abertura dos seus apoios (mas que ainda assim continua a ser um arco perfeitamente estável), não poderá ser interpretado à luz da teoria da elasticidade dos meios contínuos.

Levando esta linha de raciocínio ao limite, e citando uma declaração de um professor de engenharia da Universidade de Harvard no longínquo ano de 1927 argumentando contra o uso de métodos elásticos para análise de estruturas de alvenaria, o próprio escrevia *"...a aplicação da teoria elástica é ilusória até para arcos de betão armado, e uma procura vã pela exactidão, onde a exactidão é impossível."*(Swain 1927, pág.423)

Não querendo pôr em causa nenhum dos argumentos citados, e concordando na essência com o exposto, parece também pertinente invocar a engenharia civil como uma ciência aplicada. Assim sendo, e mais importante do que saber o quão exacta será uma determinada teoria, será o de questionarmos se a utilização da mesma (com os erros inerentes) serve os propósitos com que foi utilizada.

Dando como exemplo um problema corrente de determinação de um assentamento, poderá, efectivamente, não ser viável a determinação exacta do mesmo em determinado ponto de apoio da estrutura. No entanto, se for possível por métodos conservativos estimar esse assentamento, e o seu valor máximo se situar abaixo de um limiar admissível, então o objectivo é atingido, independentemente do erro cometido na avaliação da referida grandeza.

### Análise plástica de estruturas de alvenaria

As três bem conhecidas hipóteses admitidas por Heyman (1995) para aplicar a análise limite a estruturas de alvenaria são:

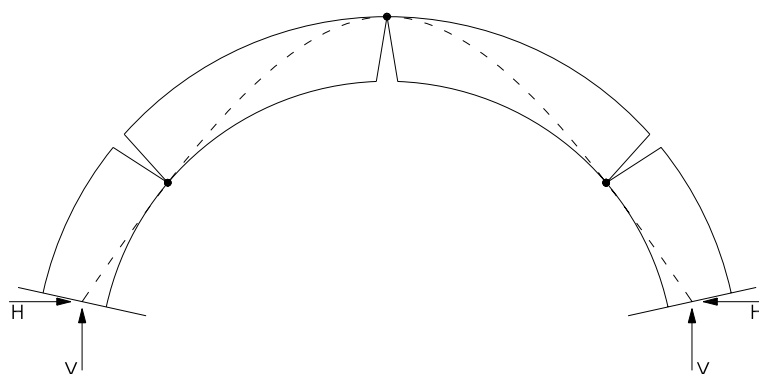
- a alvenaria é rígida;
- a alvenaria não tem resistência à tracção e;
- não ocorre a rotura por escorregamento.



A primeira hipótese é razoável porque as tensões nas estruturas de alvenaria tradicional são extremamente baixas, tipicamente pelo menos uma ordem de grandeza abaixo da tensão de rotura do material. Mais ainda, as extensões são extremamente baixas e a deformação material é uma ordem de grandeza ou mais abaixo das deformações impostas pelo meio ambiente. A segunda hipótese é um pouco conservativa, mas é perfeitamente aceitável. A pedra é muito fraca do ponto de vista da sua resistência a esforços de tracção e as juntas de argamassa também não dispõem de significativa resistência a este tipo de esforço entre pedras. A última hipótese é genericamente verdadeira, partindo do pressuposto que o elevado atrito entre pedras é suficiente para evitar o escorregamento na maioria dos casos.

Naturalmente existem excepções a estas hipóteses, e o técnico tem de verificar a sua validade em cada caso particular (Heyman, 1995). Estas três hipóteses levam a programações computacionais relativamente simples que fornecem previsões bastante realistas do comportamento das estruturas de alvenaria.

O problema conceptualmente mais simples em estruturas de alvenaria é o arco, que se destina essencialmente a suportar e transmitir tensões normais (pressões). As pressões do arco podem levar a pequenas mudanças nas condições de apoio e a pequenos incrementos no comprimento do vão. O arco tem então que se adaptar e este pequeno aumento de vão através da formação de rótulas, ou fissuras, entre as pedras (Figura 4. 1). Este é o estado estável de um arco de alvenaria, e a fissuração é o caminho natural para o ajuste da alvenaria a pequenas e inevitáveis mudanças nas condições fronteira. A Figura 4. 1 ilustra um arco de pedra que respondeu a um pequeno aumento do vão através da formação das três rótulas.



**Figura 4. 1 – Estado estável para um arco fissurado (baseado em Ochsendorf (2002))**

As pedras são consideradas rígidas, e a estrutura está segura enquanto uma linha de pressões puder ser encontrada dentro dessas pedras. A linha de pressões representa a linha de forças dentro do arco devido à aplicação de cargas.

O arco de 3 rótulas que é estaticamente determinado, e as pressões no arco podem ser determinadas de forma unívoca para a geometria dada através de equilíbrio estático, sendo possível obter as tensões exactas na alvenaria. O importante é que, os procedimentos da análise limite começam com a forma deformada da estrutura, sendo essa a configuração “de base” da estrutura, e procuram demonstrar a sua segurança.

Para investigar a influência destabilizadora dos deslocamentos nas estruturas de alvenaria, a análise limite fornece uma base teórica (Heyman, 1966, 1995). Para uma dada configuração, a estabilidade de uma estrutura de alvenaria pode ser demonstrada desenhando uma linha de pressões que esteja dentro da alvenaria.

Estas linhas de pressão podem ser desenhadas através da estática gráfica, ou então com o auxílio de formulações analíticas.

Existem alguns programas que utilizam na sua formulação os princípios da análise limite, estando alguns disponíveis como software livre, designadamente, o *“Ring – Arch Bridge Analysis Software”* desenvolvido na Universidade de *Sheffield* e disponível no sítio <http://www.ring.shef.ac.uk/>, e outros sujeitos a comercialização como, por exemplo, o programa *“Archie-M – Masonry Arch Bridge and Viaduct Assessment Software”* comercializado pela empresa *Obvis Limited*.

Os pontos seguintes pretendem mostrar de forma sucinta os pressupostos de cada um destes métodos bem como o seu grau de aplicabilidade a estruturas de alvenaria de pedra.

## 4.2 MÉTODOS ELÁSTICOS – CAPACIDADE BASEADA NO FACTOR DE CARGA

### 4.2.1 - Estimativa da carga de colapso de arcos baseada no método elástico desenvolvido por Pippard.

A exposição que se segue baseou-se nos trabalhos de Heyman (1995), de Rouxinol (1999) e de Gago (2004).

Baseando-se em ensaios experimentais, Pippard observou que o real funcionamento de uma grande quantidade de arcos constituídos por aduelas, exibem fendilhações nos seus encontros, o que em termos de idealização estrutural, pode ser associado à formação de rótulas ou articulações. Embora conhecendo a natureza hiperstática de um arco, Pippard

admitiu que a ocorrência de um ligeiro movimento dos apoios transformaria o arco numa estrutura estaticamente determinada. A sua formulação foi desenvolvida admitindo a idealização do arco como uma estrutura contínua bi-articulada.

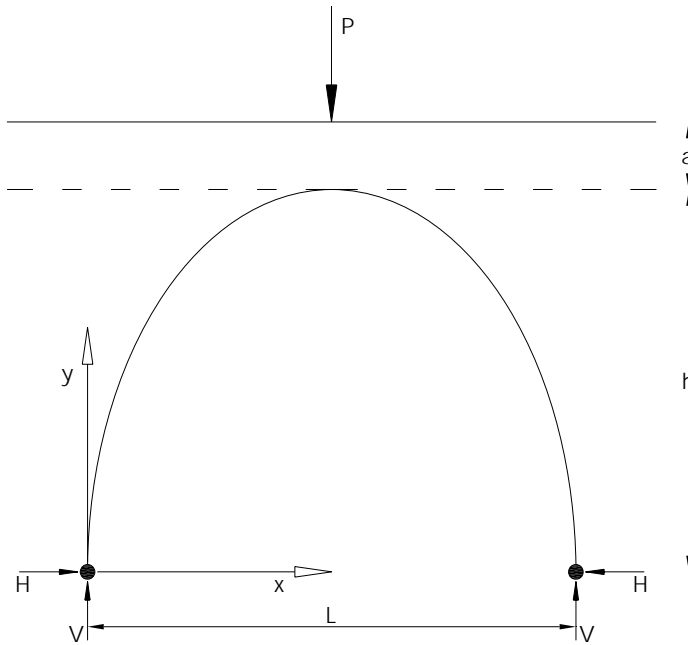


Figura 4. 2 – Análise elástica de Pippard

Para efeitos de cálculo, considera-se a substituição da ponte pela directriz do arco bi-articulado referido, e adopta-se para o arco a forma parabólica (com a relação entre as flechas de quarto de vão e meio vão iguais a 0,75).

A energia de deformação de um arco nestas condições é definida pela expressão (4. 1):

$$U = 2 \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M_x^2}{2EI} ds \quad (4. 1)$$

em que  $ds$  é o comprimento infinitesimal do arco e  $M_x$  o momento flector numa dada secção, a uma distância  $x$  do apoio, determinável em função da reacção horizontal  $H$ .

O valor da componente horizontal da reacção nos apoios pode ser obtido através da minimização da energia de deformação (expressão (4. 2):

$$\frac{\partial U}{\partial H} = 2 \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M_x}{EI} \frac{\partial M_x}{\partial H} ds = 0 \quad (4.2)$$

Admitindo que a inércia ao longo do desenvolvimento do arco segue a variação dada pela expressão (4. 3), Pippard determina a solução para o integral anterior.

$$I = I_0 \cdot \frac{ds}{dx} \quad (4.3)$$

sendo a equação de minimização da energia de deformação dada pela expressão (4. 4):

$$\int_0^{\frac{L}{2}} M_x \frac{\partial M_x}{\partial H} dx = 0 \quad (4.4)$$

Tal como referido, Pippard desenvolveu os seus cálculos partindo de determinados pressupostos: o arco tem forma parabólica e está sujeito à acção simultânea de uma carga concentrada "  $P$  " a meio vão e dos pesos próprios do arco e do material de enchimento, que neste caso se consideraram de igual valor "  $\gamma$  "; a altura de enchimento acima do fecho designou-se de "  $a$  " e adoptou-se para largura da ponte o valor "  $2a$  " ( direcção transversal ).

Por minimização da energia de deformação, obtêm-se os seguintes resultados para a reacção horizontal  $H$  e para o momento flector  $M$  a meio vão:

$$H = \frac{1}{h} \cdot \left( \gamma L a \cdot \left( \frac{h}{21} + \frac{a+t}{4} \right) + \frac{25}{128} \cdot P \right) \quad (4.5)$$

$$M = \frac{L}{4} \cdot \left( \frac{\gamma L h a}{42} - \frac{7}{32} P \right) \quad (4.6)$$

em que  $t$  representa a espessura do arco na aduela de fecho.

São as expressões anteriores associadas a critérios limite definidos por Pippard, que irão possibilitar a determinação da carga de colapso de arcos de alvenaria.

Esta carga de colapso traduzida por uma força concentrada a meio vão, comporta um grande número de pressupostos já atrás mencionados, pelo que este valor poderá ser visto como bastante conservativo.

Embora Pippard tivesse conhecimento que a posição mais desfavorável para colocação da carga concentrada seria algures entre o terço e o quarto de vão, escolheu realizar os seus cálculos com a carga a meio vão. O argumento utilizado é o de que, embora a carga colocada a meio vão não seja a posição mais gravosa quando o arco é analisado "*de per si*", quando se tem em consideração a altura de enchimento existente em cada uma dessas secções, então aí o seu argumento ganha validade, isto é, a pressão exercida sobre o arco é tanto maior, quanto menor for a largura de degradação da carga, ou seja, quanto menor for a altura de enchimento sobre essa carga concentrada.

Com vista à obtenção dos valores limite da sobrecarga  $P$ , Pippard utiliza dois critérios. O primeiro critério resulta da adopção menos restritiva da regra do terço central, permitindo que as tensões de tracção se desenvolvam até à metade central da secção.

Assim sendo, e adoptando então a "regra do meio central" como critério de dimensionamento, e considerando que a secção a meio vão está submetida ao esforço axial  $H$  e ao momento flector  $M$ , o valor limite para a carga aplicada  $P$  consiste em verificar a seguinte condição:

$$\text{excentricidade limite } (e) = \frac{M}{H} = -\frac{t}{4} \quad (4.7)$$

que, por substituição das expressões (4.5) e (4.6), conduz à seguinte carga limite  $P_1$ :

$$P_1 = \frac{32 \cdot \gamma \cdot L \cdot a (2 \cdot h^2 + 4 \cdot h \cdot t + 21 \cdot t(a+t))}{21(28 \cdot h - 25 \cdot t)} \quad (4.8)$$

Como segundo critério, limitam-se as tensões de compressão ao valor de cálculo da tensão de rotura da alvenaria à compressão  $\sigma^{m\acute{a}x}$ :

$$\sigma^{m\acute{a}x} = \frac{H}{2 \cdot t \cdot a} - \frac{3 \cdot M}{a \cdot t^2} \quad (4.9)$$

Substituindo na expressão anterior os resultados de (4.5) e (4.6), obtém-se a correspondente carga limite:

$$P_2 = \frac{\frac{256 \cdot \sigma^{max} \cdot a \cdot t}{L} + 128 \cdot \gamma \cdot L \cdot a \cdot \left( \frac{h}{28 \cdot t} - \frac{1}{21} - \frac{a+t}{4 \cdot h} \right)}{\left( \frac{25}{h} + \frac{42}{t} \right)} \quad (4.10)$$

Os valores limites  $P_1$  e  $P_2$  estabelecem assim condições que eliminam a redundância estática do arco pela "plastificação" da secção sob a carga aplicada em compressão limite ou em tracção limite. Note-se que as cargas referidas não determinam o colapso teórico do arco, sendo apenas valores que transformam o arco bi articulado em tri articulado, que é ainda uma estrutura isostática.

Por comparação com inúmeros ensaios experimentais realizados, à escala real, pelo Building Research Station, Pippard conclui que o valor a adoptar seria o  $P_2$ , não por este ser um valor conservativo quando comparado com  $P_1$ , mas por apresentar valores mais próximos dos verificados experimentalmente, ainda assim com margens de segurança de 3 a 4 em relação à carga de colapso real.

Retomando um dos pressupostos iniciais da formulação de Pippard e sustentado em Heyman (1995) relativamente à dimensão considerada na direcção transversal da ponte, pode ainda deduzir-se o seguinte comentário.

Pippard desenvolveu a sua formulação admitindo a actuação de uma carga concentrada a meio vão (secção mais desfavorável), que designou por " $P$ ". Esta carga concentrada actuará sobre uma largura da ponte de " $2a$ ", sendo " $a$ " a altura de enchimento sobre o fecho do arco.

Admitindo a aplicação deste método a pontes correntes, é razoável considerar que a referida altura de enchimento sobre o fecho " $a$ " tenha valores, aproximadamente, de 0,5 metros. Assim sendo, a carga obtida por Pippard através de um ângulo de degradação a 45° actuará sobre uma largura " $2a$ ", ou seja, em 1 metro de largura.

Entendendo o arco real como uma junção de arcos independentes de largura " $2a$ ", pode adoptar-se como valor da força concentrada transversal (com um único eixo no sentido longitudinal) de um veículo de largura normal entre rodas  $P_{adm}^*$ .

---

\* No caso da PVF, a  $P_2$  actuante sobre a largura  $2a$  corresponde a cerca de 3 metros; logo  $P_{adm}$  actuará sobre a largura total da ponte (6 metros). Este facto faz com que esta carga  $P_{adm}$  seja directamente comparável com a carga resultante do método plástico de Heyman, pois também aí se obteve a carga máxima linear actuante sobre os 6 metros da largura total da ponte.

$$P_{adm} = 2 \cdot P_2 \quad (4.11)$$

A partir da expressão do valor limite  $P_2$ , considerando arcos parabólicos com uma relação vão-flecha de 4 e uma tensão limite de compressão de 1,39 MPa, Pippard construiu tabelas que permitiam determinar cargas admissíveis para diferentes vãos e alturas de enchimento sobre o fecho.

#### 4.2.1.1 - Aplicação ao arco 2 da PVF

Considerando a nomenclatura definida na Figura 4. 2, e aplicando ao arco 2 da Ponte de Vila Fria, resulta:

$$\left| \begin{array}{l} L = 6,59 \text{ m} \\ t = 0,8 \text{ m} \\ a = 1,35 \text{ m} \\ h = 2,74 \text{ m} \\ \sigma^{m\acute{a}x} = 2 \text{ MPa} \\ \gamma = 20 \text{ kN/ m}^3 \end{array} \right|$$

A aplicação da expressão de Pippard que conduz à carga máxima no arco 2 da Ponte de Vila Fria, vem:

$$P_2 = \frac{\frac{256 \cdot 2000 \cdot 1,35 \cdot 0,8}{6,59} + 128 \cdot 20 \cdot 6,59 \cdot 1,35 \cdot \left( \frac{2,74}{28 \cdot 0,8} - \frac{1}{21} - \frac{1,35 + 0,8}{4 \cdot 2,74} \right)}{\left( \frac{25}{2,74} + \frac{42}{0,8} \right)} = 1317 \text{ kN}$$

Admitindo para carga máxima admissível, o dobro do valor obtido, tem-se:

$$P_{adm} = 2 \cdot 1317 = 2634 \text{ kN}$$

#### 4.2.1.2 - Aplicação ao arco 3 da Ponte de Vila Fria

Seguindo o procedimento de cálculo anterior ao arco 3 da Ponte de Vila Fria, resulta:



$$\left| \begin{array}{l} L = 6,13 \text{ m} \\ t = 0,8 \text{ m} \\ a = 1,1 \text{ m} \\ h = 3,22 \text{ m} \\ \sigma^{m\acute{a}x} = 2 \text{ MPa} \\ \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \end{array} \right|$$

A carga máxima no arco 3 da Ponte de Vila Fria, vem:

$$P_2 = \frac{\frac{256 \cdot 2000 \cdot 1,1 \cdot 0,8}{6,13} + 128 \cdot 20 \cdot 6,13 \cdot 1,1 \cdot \left( \frac{3,22}{28 \cdot 0,8} - \frac{1}{21} - \frac{1,1 + 0,8}{4 \cdot 3,22} \right)}{\left( \frac{25}{3,22} + \frac{42}{0,8} \right)} = 1205 \text{ kN}$$

Admitindo para carga máxima admissível, o dobro do valor obtido, tem-se:

$$P_{adm} = 2 \cdot 1205 = 2410 \text{ kN}$$

#### 4.2.1.3 - Considerações gerais sobre o método simplificado proposto por Pippard

Este método permite obter uma estimativa da carga de colapso de arcos de alvenaria mediante a utilização de uma fórmula directa e portanto, de muito fácil aplicação. Ao desenvolvimento desta formulação estão implícitas diversas simplificações ou determinados pressupostos, o que necessariamente afastam o resultado final do real. No entanto, estas considerações levam a resultados mais conservativos, pelo que o método continua válido, numa primeira análise, apesar do grande número de simplificações introduzidas.

As principais simplificações deste método resumem-se ao facto da sua formulação se basear na idealização do arco como uma estrutura contínua bi-articulada nas extremidades; a secção do arco possuir forma parabólica e diminuir do apoio para o fecho do arco, admitir-se ainda idêntico peso específico para o material do arco e do enchimento e considerar que a altura de degradação da carga sobre o fecho é pequena, inferior a  $\frac{1}{4}$  da largura da ponte, o que nem sempre ocorre.

Como nota final, interessa realçar o facto desta carga designada “de colapso” não ser verdadeiramente uma carga conducente a um estado limite último, mas sim aquela que conduz à formação de uma rótula sobre o fecho do arco, mantendo ainda a estrutura isostática e, portanto, com uma reserva de carga em relação à formação do mecanismo de colapso.

### 4.2.2 - Método semi-empírico baseado no método elástico de dimensionamento – MEXE method

Este método de análise foi já referido no capítulo 2 deste trabalho, pelo que, nas secções que se seguem, apenas se atenderá ao significado específico das variáveis envolvidas neste método e a sua aplicação concreta aos arcos 2 e 3 da Ponte de Vila Fria, conforme designação da Figura 4. 3.

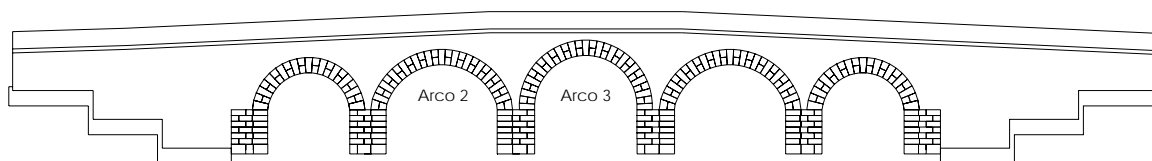


Figura 4. 3 – Identificação dos arcos sujeitos a análise pelo método MEXE

De forma sucinta, este método de avaliação da capacidade de arcos de alvenaria pode descrever-se da forma seguinte: a *carga máxima por eixo* " $P_{corr}$ " é obtida da *carga máxima provisória por eixo* " $P$ ", multiplicada por um conjunto de factores de correcção. Estes factores de correcção serão detalhadamente descritos nos parágrafos seguintes.

#### 4.2.2.1 - Aplicação do método "MEXE" ao arco 2 da Ponte de Vila Fria

Determinação da carga admissível por eixo provisória " $P$ " com recurso à expressão (4. 12).

$$P = \frac{740 \cdot (h + d)^2}{L^{1.3}} \leq 70 \text{ (ton)}, \quad (4. 12)$$

em que  $h$  é a flecha do arco,  $d$  representa a altura do enchimento no fecho e  $L$  é o vão livre do arco, todas com medidas em metros.

A Figura 4. 4 ilustra as dimensões utilizadas na aplicação do método MEXE ao arco 2 da Ponte de Vila Fria.

A correspondente carga máxima provisória por eixo vem então:

$$P = \frac{740 \cdot (2,74 + 1,35)^2}{6,6^{1.3}} = 1065 \text{ ton} > 70 \therefore P = 70 \text{ ton}$$

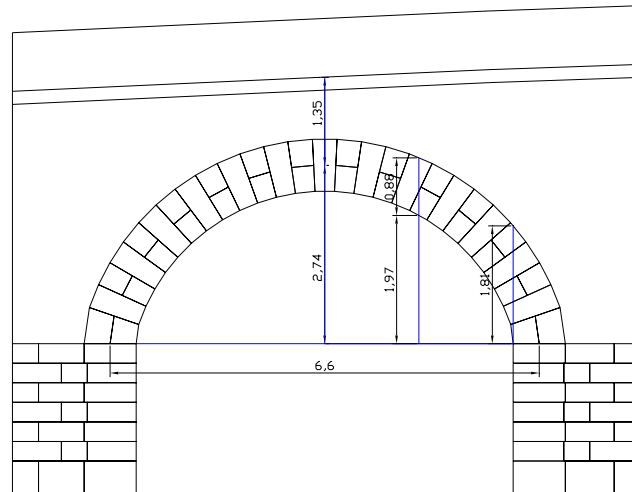


Figura 4. 4 – Aplicação do método MEXE. Dimensões do arco 2.

#### Determinação dos factores de correcção

##### $F_{sr}$ - Factor vão-flecha

Este factor toma valores iguais a 1 para relações vão-flecha iguais ou inferiores a quatro, como ocorre nos arcos da Ponte de Vila Fria.

$$\frac{\text{vão}}{\text{flecha}} = \frac{6,6}{2,74} = 2,41 \quad \therefore \quad F_{sr} = 1$$

##### $F_p$ - Factor perfil do arco

Este factor tem em conta o desvio do perfil do arco em relação ao parabólico inicialmente assumido. É definido pela expressão (4. 13):

$$F_p = 2,3 \cdot \left( \frac{r_c - r_q}{r_c} \right)^{0,6} \quad (4. 13)$$

em que  $r_q$  é a altura do intradorso do arco a  $\frac{1}{4}$  do vão e  $r_c$  a correspondente altura no fecho, e toma o valor 1 para relações  $\frac{r_q}{r_c}$  inferiores ou iguais a 0,75. Para relações superiores, este factor correctivo é calculado através da referida expressão. Aplicando ao arco 2 da Ponte de Vila Fria, obtém-se:

$$F_p = 2,3 \cdot \left( \frac{2,34 - 1,97}{2,34} \right)^{0,6} = 0,76$$

### $F_m$ - Factor material

O factor material pretende ter em conta as características mecânicas dos materiais que constituem o arco e o seu enchimento e é definido pela expressão (4. 14):

$$F_m = \frac{(factor_{arco} \cdot esp_{arco}) + (factor_{enchimento} \cdot esp_{enchimento})}{esp. total_{arco+enchimento(fecho)}} \quad (4. 14)$$

Em que o factor arco toma o valor 1,5 para aduelas em granito e o factor enchimento toma o valor de 0,7 para materiais soltos bem compactados.

$$F_m = \frac{(1,5 \cdot 0,8) + (0,7 \cdot 0,95)}{1,75} = 1,1$$

### $F_j$ - Factor junta

Pretende ter em conta as características resistentes das juntas entre aduelas e é definido pela expressão (4. 15):

$$F_j = F_w \cdot F_d \cdot F_{mo} \quad (4. 15)$$

em que  $F_w$  tem em conta a espessura das juntas e toma valores de 1, 0.9 e 0.8 para juntas, respectivamente, com espessura inferior a 6mm, entre 6 e superior a 12.5mm e mais de 12.5mm.  $F_d$  é um factor relacionado com a profundidade das juntas e a qualidade do seu preenchimento, tomando valores entre 0.9 e 0.8, ficando à consideração do projectista.  $F_{mo}$  é um factor que traduz a qualidade da argamassa de preenchimento das juntas, e que assume valores entre 0.9 e 1 caso de trate de uma argamassa fraca ou em boas condições, respectivamente.

No caso em estudo, atribuir-se-ão os seguintes valores:

$$F_j = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,81$$

### $F_c$ - Factor estado de conservação da ponte

É um factor qualitativo, variável entre 0 e 1, que pretende considerar o estado de conservação da ponte. O valor 1 deverá ser considerado para pontes em boas condições, sem patologias (como é o caso da ponte em estudo), e o valor 0 para pontes em estado de ruína.

$$F_c = 1$$

A partir da consideração de todos os factores supra referidos, obtém-se o valor da carga máxima admissível por eixo modificada, através da expressão (4. 16):

$$P_{corr} = P \cdot F_{sr} \cdot F_p \cdot F_m \cdot F_j \cdot F_c \quad (4. 16)$$

$$P_{corr} = 70 \cdot 1 \cdot 0,76 \cdot 1,1 \cdot 0,81 \cdot 1 = 70 \cdot 0,68 = 47,6 \text{ ton}$$

#### 4.2.2.2 - Aplicação do método MEXE ao arco 3 da Ponte de Vila Fria

A aplicação do método MEXE ao arco 3 da Ponte de Vila Fria utiliza idênticas expressões e segue os mesmos procedimentos descritos em detalhe no ponto anterior, pelo que apenas se irá reproduzir neste ponto os respectivos resultados. A Figura 4. 4 apresenta a geometria deste arco, cujas dimensões servirão para aplicação do método MEXE.

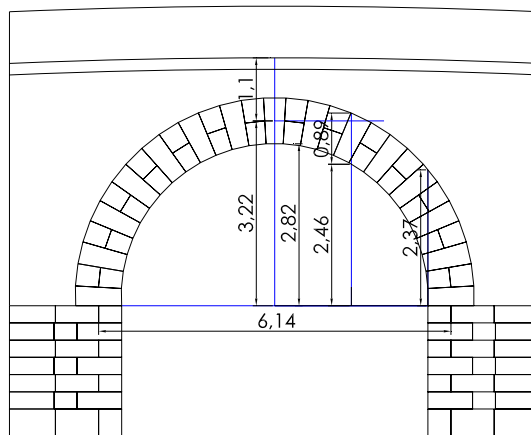


Figura 4. 5 – Aplicação do método MEXE. Dimensões do arco 3.

Determinação da carga admissível por eixo provisória "P".

$$P = \frac{740 \cdot (3,22 + 1,1)^2}{6,14^{1.3}} = 1305 \text{ ton} > 70 \quad \therefore P = 70 \text{ ton}$$

Determinação dos factores de correcção

$F_{sr}$ - Factor vão-flecha	$\frac{vão}{flecha} = \frac{6,14}{3,22} = 1,91 \quad \therefore F_{sr} = 1$
$F_p$ - Factor perfil do arco	$F_p = 2,3 \cdot \left( \frac{2,82 - 2,46}{2,82} \right)^{0,6} = 0,29$
$F_m$ - Factor material	$F_m = \frac{(1,5 \cdot 0,8) + (0,7 \cdot 0,7)}{1,5} = 1,13$
$F_j$ - Factor junta	$F_j = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,81$
$F_c$ - Factor estado de conservação da ponte	$F_c = 1$

A partir da consideração de todos os factores supra referidos, obtém-se o valor da carga máxima admissível por eixo modificada, através da expressão:

$$P_{corr} = P \cdot F_{sr} \cdot F_p \cdot F_m \cdot F_j \cdot F_c \quad (4.17)$$

$$P_{corr} = 70 \cdot 1 \cdot 0,29 \cdot 1,13 \cdot 0,81 \cdot 1 = 70 \cdot 0,265 = 18,58 \text{ ton}$$

**4.2.2.3 - Comentários gerais à aplicação do método MEXE**

O método MEXE resulta de uma conversão das tabelas de Pippard elaboradas, tal como referido no ponto anterior, a partir da idealização do arco como uma estrutura contínua cujos esforços se encontram no regime linear elástico do comportamento material. Deve contudo ser considerado um método preliminar para se obter de forma rápida, a avaliação da capacidade resistente de arcos de alvenaria. As simplificações deste método são inúmeras, pelo que os resultados devem ser avaliados com bastantes reservas. Em relação ao material, que se supõe com idêntico peso específico para a pedra e para o enchimento, impõe-se como condição limite, que a sua máxima capacidade resistente à compressão seja de cerca de 1,4 MPa.

Este valor torna-se efectivamente muito importante, na medida em que o autor estabelece como critério para o colapso do arco, um estado limite ultimo de resistência, que resulta

precisamente de ser atingido este valor de 1,4 MPa. Como se sabe, este critério de resistência não é geralmente o responsável pelo colapso de um arco de alvenaria, mas sim o da perda de equilíbrio estático, estando o valor do primeiro bastante aquém do segundo. A existência de um factor correctivo correspondente ao estado geral da ponte que possui uma amplitude de variação entre 0 e 1, e sendo este factor escolhido pelo engenheiro responsável pela avaliação da ponte, baseado em critério de bom senso e experiência, são critérios subjectivos que podem fazer variar de forma significativa a carga máxima admissível. Há ainda uma outra limitação que tem a ver com o campo de validade da expressão que define a carga máxima admissível provisória (expressão (4. 12)). Se atendermos, por exemplo, à aplicação deste método nos arcos 2 e 3 da PVF, pode observar-se que o valor da carga máxima provisória é truncado pela imposição do valor limite de 70 toneladas, uma ordem de grandeza abaixo daquele que resultou da aplicação da fórmula.

Como nota final, interessa reter a utilidade desta ferramenta como um método expedito para se obter uma estimativa da carga de colapso de arcos de alvenaria. No entanto, e pelas inúmeras simplificações introduzidas, existe cada vez mais relutância em validar este método semi-empírico. A agência para as auto-estradas no Reino Unido refere explicitamente na parte do seu manual relativa ao capítulo “Unreinforced Masonry Arch Bridges” que embora este método se tenha revelado conservativo para grandes vãos, apresenta valores inferiores a outros métodos para pequenos vãos, pelo que a sua utilização como método de previsão do colapso de arcos de alvenaria não é recomendada (Clarke *et al.* (2004)).

### **4.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE BASEADA NA DETERMINAÇÃO DE UM FACTOR GEOMÉTRICO DE SEGURANÇA**

#### **4.3.1 - Método gráfico para determinação da linha de pressões e do coeficiente de segurança geométrico.**

Neste sub capítulo pretende-se evidenciar a validade e a actualidade da utilização da estática gráfica na verificação da segurança de estruturas em arco de alvenaria de pedra, permitindo consequentemente obter um coeficiente geométrico de segurança para cada caso de carga. A aplicação deste método foi desenvolvida com recurso ao programa de desenho AutoCad da Autodesk (2002).



Este método foi já aplicado ao arco 2 da Ponte de Vila Fria, embora esse estudo tenha sido realizado numa fase inicial de projecto. Por esse facto, o arco não foi dividido pelas aduelas reais, mas em aduelas “fictícias” com juntas verticais. Foi também desprezado o peso próprio do enchimento.

Todavia, o procedimento de cálculo é em tudo semelhante ao já descrito no capítulo 3, pelo que a exposição das secções seguintes contempla apenas a aplicação desta ferramenta ao caso concreto dos arcos 2 e 3 da Ponte de Vila Fria.

#### 4.3.1.1 - Aplicação para verificação da segurança do arco 2

A geometria que serviu de base à aplicação do método pode ser observada na Figura 4. 6, destinando-se apenas à consideração de cargas em relação ao eixo central de simetria do arco:

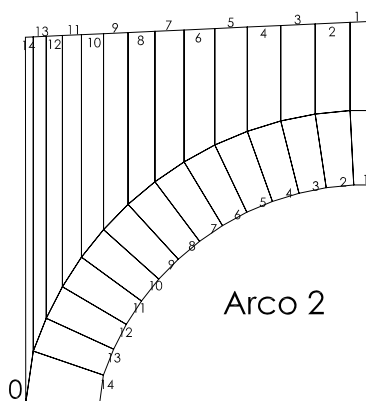


Figura 4. 6 – Geometria e discretização do arco 2

A partir desta geometria e com a ajuda de uma folha de cálculo do *Microsoft Excel*® foram calculadas as áreas de cada aduela e os pesos respectivos, por adopção do peso específico dos materiais. Para conhecer os centros de massa de cada bloco, utilizou-se uma média ponderada dos pesos da pedra e do material de enchimento, determinando-se os centros de massa do conjunto bloco de pedra e enchimento correspondente. Por equilíbrio de momentos em relação à base do arco (ponto O da Figura 4. 6), e admitindo o impulso horizontal na pedra de fecho actuante no limite superior da mesma, resulta determinável o impulso horizontal “H”. A fase seguinte consiste em construir o polígono de forças, considerando o valor do impulso “H”, numericamente igual à distância do primeiro raio polar. Após a construção do polígono de forças, e utilizando a construção descrita na secção 3.2.2 do capítulo 3, obtém-se o polígono funicular ou diagrama de pressões construído sobre o arco respectivo. A partir daqui, é possível estabelecer um parâmetro designado coeficiente geométrico de segurança, cujo conceito foi já abordado no capítulo

2 deste trabalho e que não é mais do que a relação entre a espessura real do arco e a espessura mínima que o mesmo poderá ter em condições de equilíbrio com determinado carregamento aplicado, no instante que precede a formação do mecanismo de colapso.

#### 4.3.1.1.1. Caso de carga 1 – Peso próprio do arco 2 e do material de enchimento

O Quadro 4. 1 ilustra os principais passos auxiliares para aplicação deste método. Tirando partido da simetria do arco e do seu carregamento, a análise foi realizada apenas para meio arco. Este semi arco foi então discretizado em 14 aduelas e o enchimento foi também dividido em 14 partes, em correspondência com o volume de solo que descarrega sobre a respectiva área de extradorso de cada aduela (ver Figura 4. 6). Todos os cálculos desenvolvidos com recurso a este método gráfico são realizados considerando uma largura de um metro na direcção transversal da ponte.

Quadro 4. 1 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 2 (caso de carga 1)

arco				enchimento				arco + enchimento			
aduela	área	$\gamma$ pedra	peso	troço	área	$\gamma$ ench.	peso	peso total	dist. CGo total		M <sub>0</sub>
	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN			kN/m <sup>3</sup>	kN		xx	yy	(H*b=M <sub>0</sub> )
1	0,136	25	3,398	1	0,180	20	3,61	7,01	3,61	3,87	25,27
2	0,272	25	6,793	2	0,361	20	7,22	14,02	3,34	3,86	46,78
3	0,272	25	6,793	3	0,371	20	7,41	14,20	2,98	3,82	42,32
4	0,272	25	6,793	4	0,389	20	7,78	14,57	2,63	3,76	38,30
5	0,272	25	6,793	5	0,415	20	8,29	15,09	2,29	3,68	34,49
6	0,272	25	6,793	6	0,445	20	8,90	15,69	1,96	3,59	30,70
7	0,272	25	6,793	7	0,476	20	9,52	16,31	1,64	3,47	26,80
8	0,272	25	6,793	8	0,504	20	10,08	16,87	1,35	3,33	22,77
9	0,272	25	6,793	9	0,525	20	10,50	17,29	1,08	3,16	18,67
10	0,272	25	6,793	10	0,534	20	10,68	17,47	0,84	2,98	14,62
11	0,272	25	6,793	11	0,527	20	10,53	17,32	0,62	2,77	10,82
12	0,272	25	6,793	12	0,499	20	9,99	16,78	0,45	2,53	7,49
13	0,272	25	6,793	13	0,449	20	8,97	15,76	0,30	2,26	4,81
14	0,339	25	8,470	14	0,305	20	6,09	14,56	0,24	1,68	3,55

Somatório M<sub>0</sub>= 327,39

Braço= 3,14

H= 104,26

Para cada aduela, foi calculada a sua área e estimado o peso correspondente, por multiplicação desta pelo respectivo peso específico. Idêntico procedimento foi utilizado em relação aos troços segundo o qual foi dividido o enchimento. Para obter as propriedades do conjunto (arco + enchimento), foi determinado o peso por soma directa das partes e o centro de gravidade do conjunto foi obtido por ponderação simples em relação ao peso de cada material, através duma expressão do tipo (4. 18):

$$d_{CG_{H2}} = \frac{P_1 \cdot d_{CG_1} + P_2 \cdot d_{CG_2}}{P_1 + P_2} \quad (4.18)$$

para cada direcção xx e yy. Como se constata da expressão anterior, a determinação do centro de gravidade do conjunto pressupõe o conhecimento do centro de gravidade das partes, que neste caso foi obtido directamente do AutoCad®. A última coluna do quadro anterior contabiliza os momentos destabilizadores de cada conjunto “aduela + enchimento” em relação ao ponto “0” da base do arco. Por equilíbrio estático de momentos em relação ao ponto “0” da base do arco, pode obter-se o impulso “H” na aduela de fecho, que se admite horizontal.

Da aplicação do procedimento acima descrito para o arco 2 sujeito ao caso de carga 1 (peso próprio do arco e material de enchimento), obtém-se o polígono de forças e a linha de pressões que se observam na Figura 4. 7.

O correspondente coeficiente geométrico de segurança face ao peso próprio,  $FS_{CC_1}$ , determina-se a partir da construção anterior e de acordo com a seguinte expressão:

$$FS_{CC_1} = \frac{e_{real}}{e_{min}} = \frac{0.80}{0.25} = 3.2$$

#### 4.3.1.1.2. Caso de carga 2 – Peso próprio do arco 2, do material de enchimento e acção do veículo tipo a ½ vão

Ainda tendo presente a simetria de carregamento, e de forma a contabilizar a acção do veículo tipo para pontes de classe II prevista no regulamento português RSA (1983), foi introduzida esta carga sob a forma de um conjunto de forças concentradas.

O veículo-tipo é constituído por um conjunto de 6 forças concentradas de 50 kN cada, distribuídas por três eixos no sentido longitudinal e por dois no sentido transversal.

Nesta aplicação, consideraram-se duas cargas concentradas correspondentes a cada eixo transversal do veículo (100 kN no total) actuantes sobre uma largura efectiva de 3,4 metros resultante de degradação de carga na posição mais desfavorável (aduela de fecho), a que corresponde uma força de aproximadamente 30 kN/m. Por simetria do arco e do carregamento, esta força no eixo de simetria foi reduzida para metade, ou seja, 15 kN, tal como representado no Quadro 4. 2. Em resumo, as cargas actuantes foram transformadas nas correspondentes cargas equivalentes para 1 metro de largura da ponte, logo, a análise será realizada para a largura de ponte unitária.

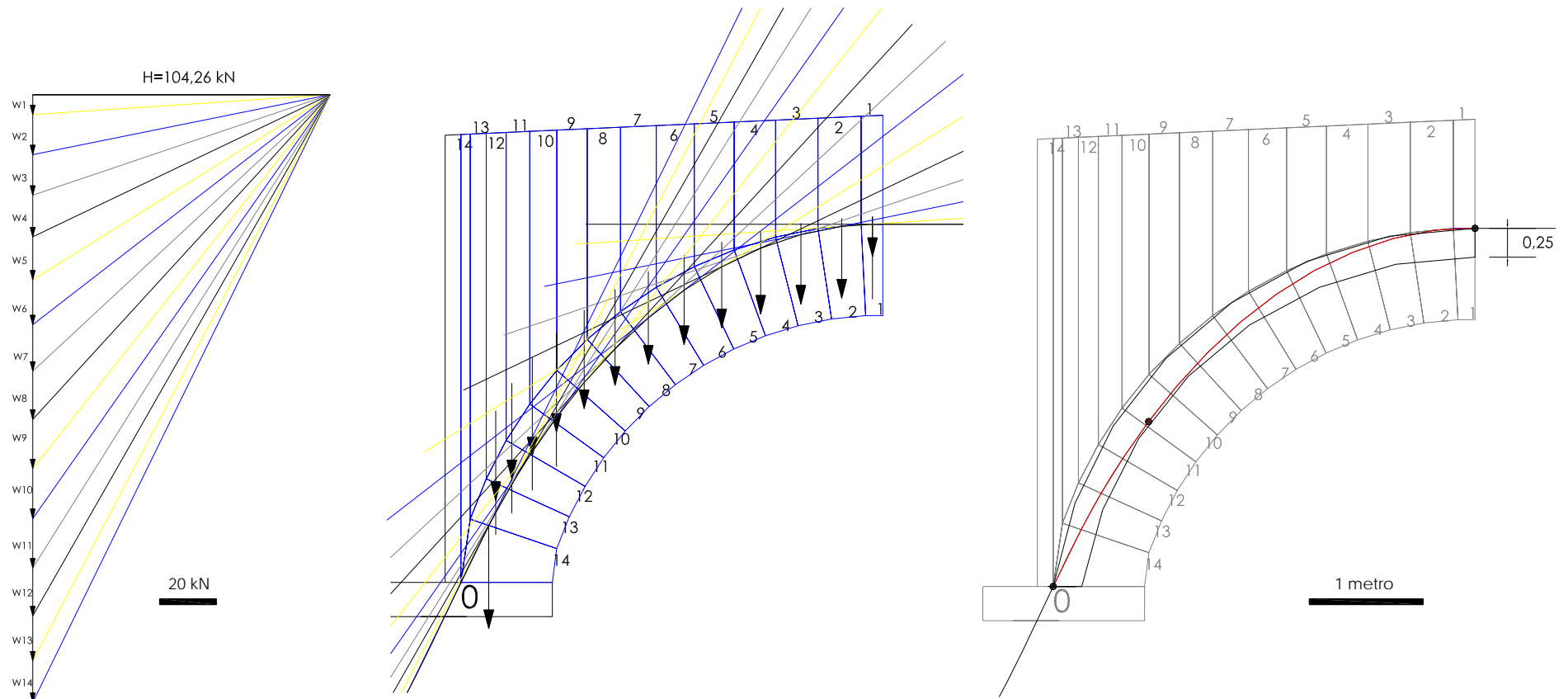


Figura 4. 7 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 1)

Quadro 4. 2 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 2 (caso de carga 2)

arco				enchimento				arco + enchimento			
aduela	área	$\gamma$ pedra	peso	troço	área	$\gamma$ ench.	peso	peso total	dist. CGo total		M <sub>0</sub>
	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN			kN/m <sup>3</sup>	kN		xx	yy	(H*b=M <sub>0</sub> )
veículo tipo			15								55,47
1	0,136	25	3,398	1	0,180	20	3,61	7,01	3,61	3,87	25,27
2	0,272	25	6,793	2	0,361	20	7,22	14,02	3,34	3,86	46,78
3	0,272	25	6,793	3	0,371	20	7,41	14,20	2,98	3,82	42,32
4	0,272	25	6,793	4	0,389	20	7,78	14,57	2,63	3,76	38,30
5	0,272	25	6,793	5	0,415	20	8,29	15,09	2,29	3,68	34,49
veículo tipo			30								65,94
6	0,272	25	6,793	6	0,445	20	8,90	15,69	1,96	3,59	30,70
7	0,272	25	6,793	7	0,476	20	9,52	16,31	1,64	3,47	26,80
8	0,272	25	6,793	8	0,504	20	10,08	16,87	1,35	3,33	22,77
9	0,272	25	6,793	9	0,525	20	10,50	17,29	1,08	3,16	18,67
10	0,272	25	6,793	10	0,534	20	10,68	17,47	0,84	2,98	14,62
11	0,272	25	6,793	11	0,527	20	10,53	17,32	0,62	2,77	10,82
12	0,272	25	6,793	12	0,499	20	9,99	16,78	0,45	2,53	7,49
13	0,272	25	6,793	13	0,449	20	8,97	15,76	0,30	2,26	4,81
14	0,339	25	8,470	14	0,305	20	6,09	14,56	0,24	1,68	3,55

Somatório M<sub>0</sub>= 448,80

braço= 3,14

H= 142,93

De acordo com o procedimento descrito no ponto anterior para o novo caso de carga, o polígono de forças e a linha de pressões resultantes podem observar-se na seguinte Figura 4.8.

O coeficiente geométrico de segurança determina-se a partir da construção anterior, de acordo com a seguinte expressão:

$$FS_{CC_2} = \frac{e_{real}}{e_{min}} = \frac{0.80}{0.34} = 2.35$$

#### 4.3.1.1.3. Caso de carga 3 – Peso próprio do arco e do material de enchimento + veículo tipo a ¼ vão

Este último caso de carga analisado pretende reproduzir a situação teoricamente mais gravosa para a estabilidade de arcos de alvenaria e que corresponde ao carregamento excêntrico do arco. O procedimento de cálculo é algo distinto dos anteriores e um pouco mais moroso, pelo que são descritos de seguida os principais passos do mesmo.

Em relação ao carregamento foi seguido o descrito no ponto anterior para a definição da carga do veículo tipo e as demais cargas permanentes foram igualmente contabilizadas por metro de largura de ponte.

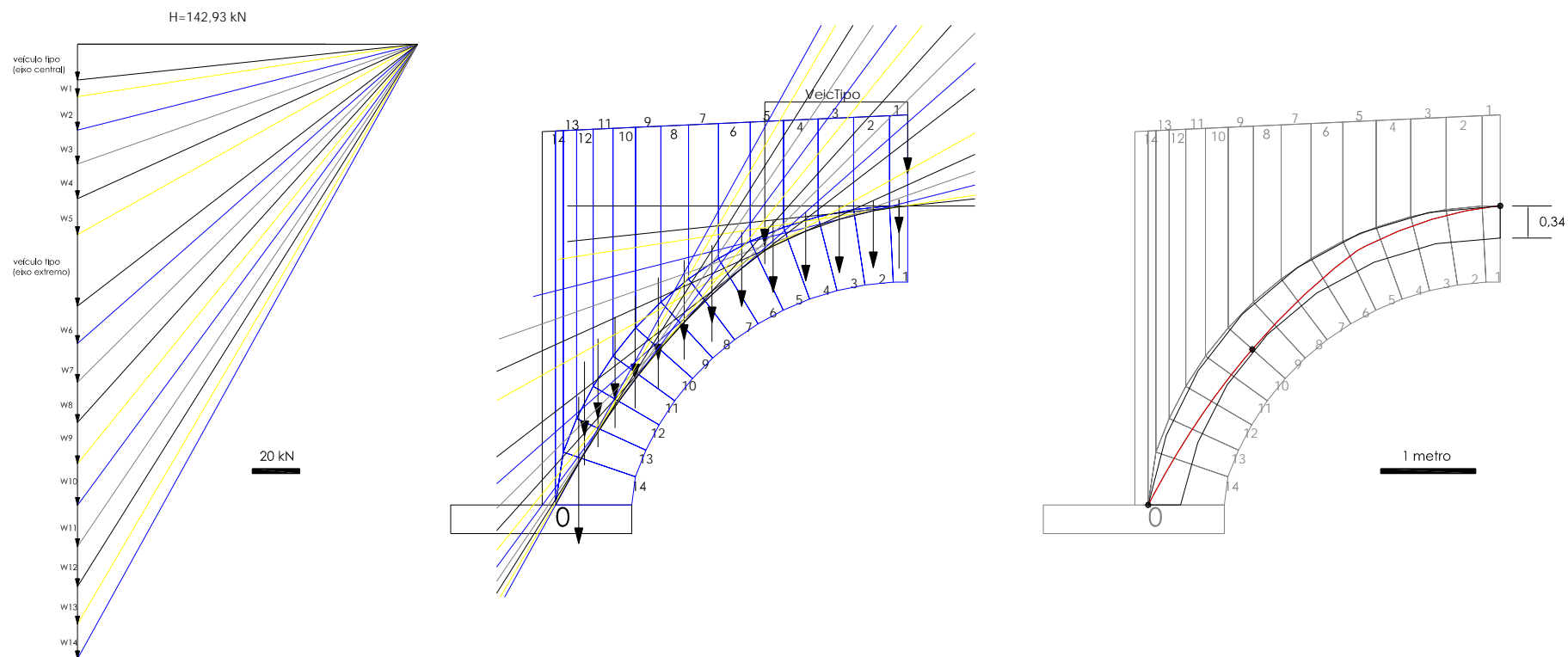


Figura 4. 8 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 2)

A construção do polígono funicular tem por base o polígono de forças. A determinação deste pressupõe o conhecimento das cargas (permanentes e variáveis) que actuam na estrutura e a localização do pólo do polígono de forças a partir do qual são desenhados os respectivos raios polares.

No caso em estudo, determinar-se-á a localização deste pólo através da idealização estrutural do arco como um “A3R” (arco de três rótulas), tal como se observa na Figura 4. 9, sendo esta estrutura estaticamente determinável. A distância horizontal do pólo do polígono ao conjunto das cargas aplicadas é traduzida numericamente pela reacção horizontal na aduela de fecho  $H_c$ .

Embora assumindo uma certa incoerência nesta idealização\*, Curtin *et al.* (1982) seguem esta formulação admitindo que os resultados vêm na prática afectados de um erro desprezável.

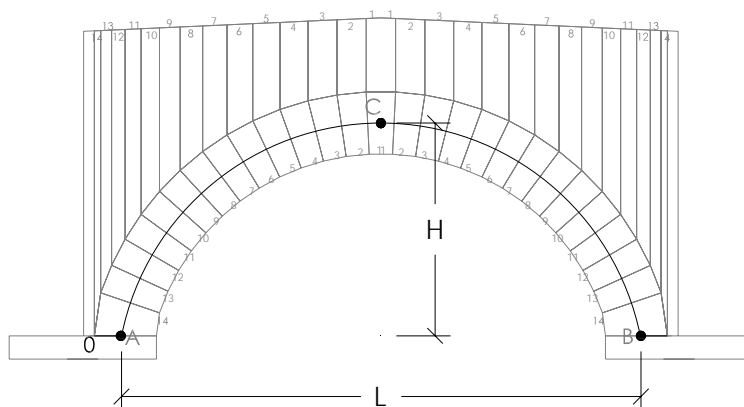


Figura 4. 9 – Idealização do arco para efeito de cálculo. (caso de carga 3)

Para a determinação das reacções em A e B e as forças de interacção em C, torna-se necessário resolver o sistema composto pelas seguintes equações de equilíbrio estático referentes a um A3R:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_H = 0 \quad (i) \\ \sum F_V = 0 \quad (ii) \\ \sum M_{esq}^C = 0 \quad (iii) \\ \sum M_{total}^0 = 0 \quad (iv) \end{array} \right. \quad (4. 19)$$

\* Note-se que este método prevê a localização das rótulas para determinação das reacções externas na base do arco e na aduela de fecho. Neste caso (carregamento a  $\frac{1}{4}$  de vão), o comportamento teórico do arco à medida que a carga se aproxima da carga de colapso, tenderá a proporcionar o aparecimento de uma das rótulas sob a aplicação da carga excêntrica a  $\frac{1}{4}$  do vão.



A resolução do sistema foi realizada com o auxílio da folha de cálculo que se apresenta no Quadro 4. 3. Os resultados obtidos foram os seguintes:\*

$$\begin{cases} H_A = 115,48 \text{ kN} \\ V_A = 280,45 \text{ kN} \\ H_B = 115,48 \text{ kN} \\ V_B = 22,5 \text{ kN} \\ H_C = 115,48 \text{ kN} \\ V_C = 235,45 \text{ kN} \end{cases}$$

Quadro 4. 3 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 2 (caso de carga 3)

arco				enchimento				arco + enchimento						
aduela	área	$\gamma$ pedra	peso	troço	área	$\gamma$ ench.	peso	Peso total	dist. CGo total		M0	braçoc,esq	Mc,esq	
	m2	kN/m3	kN			kN/m3	kN		xx	yy				
14	0,339	25	8,470	14	0,305	20	6,094	14,56	0,24	1,68	3,55	3,45	50,31	
13	0,272	25	6,793	13	0,449	20	8,972	15,76	0,30	2,26	4,81	3,39	53,49	
12	0,272	25	6,793	12	0,499	20	9,988	16,78	0,45	2,53	7,49	3,25	54,57	
VT(eixo 1)								30,00	0,55		16,50	3,15	94,47	
11	0,272	25	6,793	11	0,527	20	10,532	17,32	0,62	2,77	10,82	3,07	53,24	
10	0,272	25	6,793	10	0,534	20	10,676	17,47	0,84	2,98	14,62	2,86	49,98	
9	0,272	25	6,793	9	0,525	20	10,496	17,29	1,08	3,16	18,67	2,62	45,26	
8	0,272	25	6,793	8	0,504	20	10,082	16,87	1,35	3,33	22,77	2,35	39,63	
7	0,272	25	6,793	7	0,476	20	9,520	16,31	1,64	3,47	26,80	2,06	33,52	
6	0,272	25	6,793	6	0,445	20	8,898	15,69	1,96	3,59	30,70	1,74	27,33	
VT(eixo 2)								30,00	2,05		61,50	1,65	49,47	
5	0,272	25	6,793	5	0,415	20	8,294	15,09	2,29	3,68	34,49	1,41	21,30	
4	0,272	25	6,793	4	0,389	20	7,780	14,57	2,63	3,76	38,30	1,07	15,59	
3	0,272	25	6,793	3	0,371	20	7,410	14,20	2,98	3,82	42,32	0,72	10,20	
2	0,272	25	6,793	2	0,361	20	7,224	14,02	3,34	3,86	46,78	0,36	5,05	
VT(eixo 3)								30,00	3,55		106,50	0,15	4,47	
1	0,136	25	3,398	1	0,180	20	3,608	7,01	3,61	3,87	25,27	0,09	0,63	
1'	0,136	25	3,398	1	0,180	20	3,608	7,01	3,79	3,87	26,54			
2'	0,272	25	6,793	2	0,361	20	7,224	14,02	4,06	3,86	56,89			
3'	0,272	25	6,793	3	0,371	20	7,410	14,20	4,42	3,82	62,72			
4'	0,272	25	6,793	4	0,389	20	7,780	14,57	4,77	3,76	69,48			
5'	0,272	25	6,793	5	0,415	20	8,294	15,09	5,11	3,68	77,09			
6'	0,272	25	6,793	6	0,445	20	8,898	15,69	5,44	3,59	85,35			
7'	0,272	25	6,793	7	0,476	20	9,520	16,31	5,75	3,47	93,85			
8'	0,272	25	6,793	8	0,504	20	10,082	16,87	6,05	3,33	102,03			
9'	0,272	25	6,793	9	0,525	20	10,496	17,29	6,32	3,16	109,20			
10'	0,272	25	6,793	10	0,534	20	10,676	17,47	6,56	2,98	114,57			
11'	0,272	25	6,793	11	0,527	20	10,532	17,32	6,77	2,77	117,31			
12'	0,272	25	6,793	12	0,499	20	9,988	16,78	7,15	2,53	120,02			
13'	0,272	25	6,793	13	0,449	20	8,972	15,76	7,09	2,26	111,79			
14'	0,339	25	8,470	14	0,305	20	6,094	14,56	7,15	1,68	104,16			
$\Sigma P_i =$								515,90	$\Sigma M_0 =$		1762,88	$\Sigma M_{C,esq} =$		608,52

A partir daqui, é possível retomar todo o procedimento com vista à obtenção do polígono de forças e funicular respectivo para o novo caso de carga, tal como se observa na Figura 4. 10.

No entanto, deve fazer-se uma chamada de atenção para a construção que se apresenta de seguida. O arco (objecto tridimensional) foi idealizado reduzindo a sua espessura a uma

\* Por facilidade de cálculo, foi considerada simetria de geometria no arco 2 da PVF. Na realidade, o coroamento não é simétrico para este arco (apenas é verdade para o arco 3), tendo-se considerado razoável desprezar esta pequena diferença.

linha representativa do seu eixo médio. Sobre este eixo estarão então aplicadas as forças correspondentes aos pesos de cada aduela e respectivo enchimento, com as quais se construirá o polígono funicular. Todavia, existem forças cujas direcções passam pelos centros de gravidade respectivos, e que não intersectam o referido eixo médio, pelo que a construção do polígono funicular desprezou neste caso, a contribuição das duas primeiras forças ( $W_{14}$  e  $W_{13}$ ) junto à base do arco. Em termos de polígono de forças, equivale a “desprezar” os dois raios polares iniciais e finais.

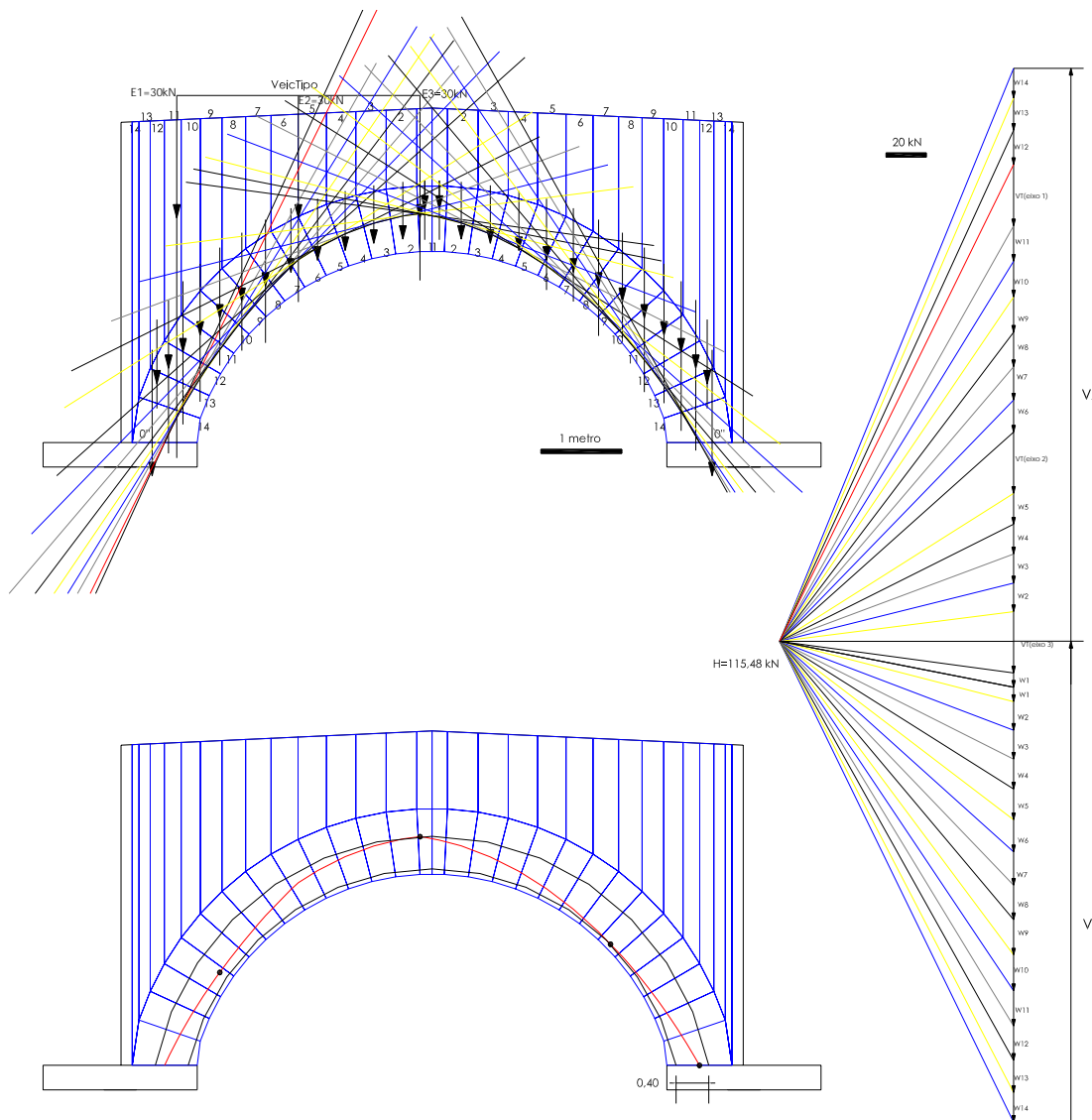


Figura 4. 10 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 3)

Neste caso, o coeficiente de segurança geométrico é dado pela relação:

$$FS_{CC_3} = \frac{e_{real}}{e_{min}} = \frac{0.8}{0.4} = 2$$

#### 4.3.1.2 - Aplicação para a verificação da segurança do arco 3

De acordo com a geometria observada na Figura 4. 11 e com os procedimentos anteriormente descritos para o arco 2, foram calculados os novos coeficientes de segurança geométricos para este arco:

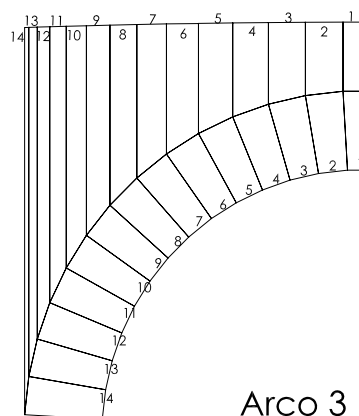


Figura 4. 11 – Geometria e discretização do arco 3

##### 4.3.1.2.1. Caso de carga 1 – Peso próprio do arco 3 e do material de enchimento

A folha de cálculo que se observa no Quadro 4. 4 apresenta os cálculos auxiliares prévios à aplicação do método gráfico.

Quadro 4. 4 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 3 (caso de carga 1)

arco				enchimento				arco + enchimento			
aduela	área	$\gamma$ pedra	peso	troço	área	$\gamma$ ench.	peso	peso total	dist. CGo total		M0
	m2	kN/m3	kN			kN/m3	kN		xx	yy	(H*b=M0)
1	0,138	25	3,445	1	0,136	20	2,728	6,17	3,37	3,56	20,83
2	0,276	25	6,89	2	0,279	20	5,584	12,47	3,10	3,55	38,67
3	0,276	25	6,89	3	0,298	20	5,958	12,85	2,74	3,51	35,17
4	0,276	25	6,89	4	0,327	20	6,538	13,43	2,38	3,46	31,99
5	0,276	25	6,89	5	0,363	20	7,256	14,15	2,04	3,37	28,84
6	0,276	25	6,89	6	0,401	20	8,022	14,91	1,71	3,26	25,52
7	0,276	25	6,89	7	0,437	20	8,748	15,64	1,40	3,13	21,97
8	0,276	25	6,89	8	0,465	20	9,308	16,20	1,13	2,97	18,23
9	0,276	25	6,89	9	0,479	20	9,586	16,48	0,88	2,79	14,44
10	0,276	25	6,89	10	0,474	20	9,47	16,36	0,66	2,57	10,84
11	0,276	25	6,89	11	0,443	20	8,856	15,75	0,49	2,32	7,71
12	0,276	25	6,89	12	0,383	20	7,654	14,54	0,36	2,02	5,25
13	0,276	25	6,89	13	0,290	20	5,796	12,69	0,29	1,64	3,62
14	0,276	25	6,89	14	0,162	20	3,244	10,13	0,28	1,11	2,80

Somatório M0= 265,87

Braço= 3,28

H= 81,06

O polígono de forças e funicular respectivo encontram-se representados na Figura 4. 12. da página seguinte. O coeficiente geométrico de segurança determina-se a partir da construção anterior, de acordo com a seguinte expressão:

$$FS_{CC_1} = \frac{e_{real}}{e_{min}} = \frac{0.80}{0.27} = 2.96$$

#### 4.3.1.2.2. Caso de carga 2 – Peso próprio do arco, do material de enchimento e acção do veículo tipo a ½ vão

Recorrendo aos dados que se reproduzem no Quadro 4. 5, foram redesenhados o polígono de forças e a linha de pressões que se observam na Figura 4. 13 da página seguinte,

Quadro 4. 5 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 3 (caso de carga 2)

arco				enchimento				arco + enchimento			
aduela	área	$\gamma$ pedra	peso	troço	área	$\gamma$ ench.	peso	peso total	dist. CGo total		Mo
	m2	kN/m3	kN			kN/m3	kN		xx	yy	(H*b=Mo)
VT(eixo central)								15	3,47		52,05
1	0,138	25	3,45	1	0,136	20	2,73	6,17	3,37	3,56	20,83
2	0,276	25	6,89	2	0,279	20	5,58	12,47	3,10	3,55	38,67
3	0,276	25	6,89	3	0,298	20	5,96	12,85	2,74	3,51	35,17
4	0,276	25	6,89	4	0,327	20	6,54	13,43	2,38	3,46	31,99
5	0,276	25	6,89	5	0,363	20	7,26	14,15	2,04	3,37	28,84
VT(eixo extremo)								30	1,97		59,07
6	0,276	25	6,89	6	0,401	20	8,02	14,91	1,71	3,26	25,52
7	0,276	25	6,89	7	0,437	20	8,75	15,64	1,40	3,13	21,97
8	0,276	25	6,89	8	0,465	20	9,31	16,20	1,13	2,97	18,23
9	0,276	25	6,89	9	0,479	20	9,59	16,48	0,88	2,79	14,44
10	0,276	25	6,89	10	0,474	20	9,47	16,36	0,66	2,57	10,84
11	0,276	25	6,89	11	0,443	20	8,86	15,75	0,49	2,32	7,71
12	0,276	25	6,89	12	0,383	20	7,65	14,54	0,36	2,02	5,25
13	0,276	25	6,89	13	0,290	20	5,80	12,69	0,29	1,64	3,62
14	0,276	25	6,89	14	0,162	20	3,24	10,13	0,28	1,11	2,80

Somatório M0= 376,99

Braço= 3,28

H= 114,94

obtendo-se para este carregamento um coeficiente geométrico de segurança dado por:

$$FS_{CC_2} = \frac{e_{real}}{e_{min}} = \frac{0.80}{0.36} = 2.22$$

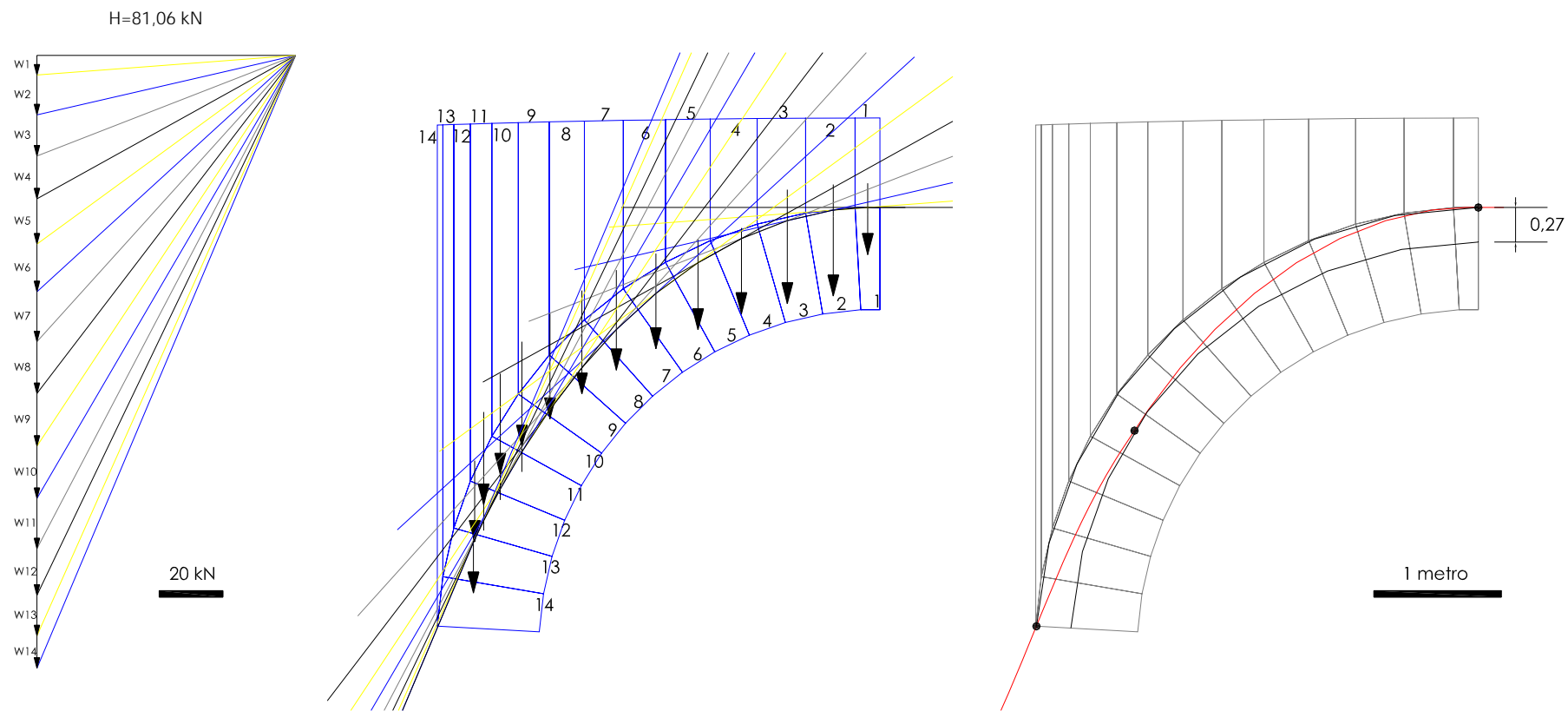


Figura 4. 12 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 1)

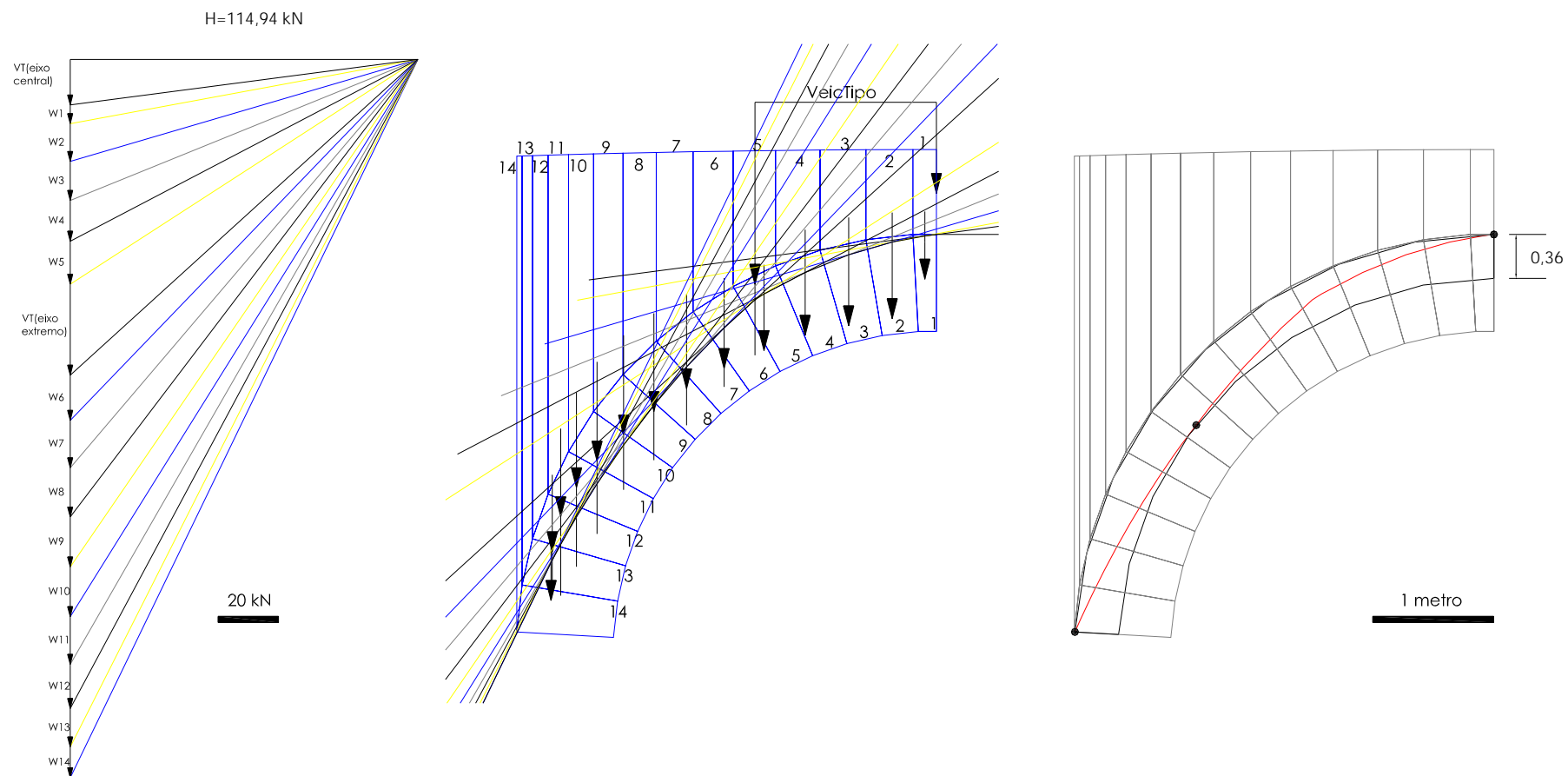


Figura 4. 13 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 2)

#### 4.3.1.2.3. Caso de carga 3 – Peso próprio do arco, do material de enchimento e acção do veículo tipo a ¼ de vão

Por último, avaliou-se o coeficiente geométrico de segurança do arco 3, transpondo-se para o Quadro 4. 6 a preparação de dados que permitiu desenvolver a metodologia gráfica que se observa na Figura 4. 14 da página seguinte.

Quadro 4. 6 – Folha para cálculo da linha de pressões no arco 3 (caso de carga 3)

arco				enchimento				arco + enchimento					
aduela	área	$\gamma$ pedra	peso	troço	área	$\gamma$ ench.	peso	Peso total	dist. CGo total		Mo	braçoc,esq	MC,esq
	m2	kN/m3	kN			kN/m3	kN		xx	yy			
14	0,28	25	6,89	14	0,16	20	3,24	10,13	0,28	1,11	2,80	3,19	32,28
13	0,28	25	6,89	13	0,29	20	5,80	12,69	0,29	1,64	3,62	3,18	40,28
12	0,28	25	6,89	12	0,38	20	7,65	14,54	0,36	2,02	5,25	3,11	45,17
VT(eixo 1)								30	0,43		12,84	3,03	91,04
11	0,28	25	6,89	11	0,44	20	8,86	15,75	0,49	2,32	7,71	2,98	46,85
10	0,28	25	6,89	10	0,47	20	9,47	16,36	0,66	2,57	10,84	2,81	45,90
9	0,28	25	6,89	9	0,48	20	9,59	16,48	0,88	2,79	14,44	2,59	42,60
8	0,28	25	6,89	8	0,47	20	9,31	16,20	1,13	2,97	18,23	2,34	37,83
7	0,28	25	6,89	7	0,44	20	8,75	15,64	1,40	3,13	21,97	2,07	32,30
6	0,28	25	6,89	6	0,40	20	8,02	14,91	1,71	3,26	25,52	1,76	26,18
VT(eixo 2)								30	1,93		58,02	1,53	46,04
5	0,28	25	6,89	5	0,36	20	7,26	14,15	2,04	3,37	28,84	1,43	20,17
4	0,28	25	6,89	4	0,33	20	6,54	13,43	2,38	3,46	31,99	1,09	14,58
3	0,28	25	6,89	3	0,30	20	5,96	12,85	2,74	3,51	35,17	0,73	9,32
2	0,28	25	6,89	2	0,28	20	5,58	12,47	3,10	3,55	38,67	0,37	4,56
1	0,14	25	3,445	1	0,14	20	2,73	6,17	3,37	3,56	20,83	0,10	0,59
VT(eixo 3)								30	3,43		103,02	0,03	1,04
1	0,14	25	3,445	1	0,14	20	2,73	6,17	3,56		22,00		
2	0,28	25	6,89	2	0,28	20	5,58	12,47	3,84		47,88		
3	0,28	25	6,89	3	0,30	20	5,96	12,85	4,20		53,97		
4	0,28	25	6,89	4	0,33	20	6,54	13,43	4,56		61,17		
5	0,28	25	6,89	5	0,36	20	7,26	14,15	4,90		69,31		
6	0,28	25	6,89	6	0,40	20	8,02	14,91	5,23		77,94		
7	0,28	25	6,89	7	0,44	20	8,75	15,64	5,53		86,53		
8	0,28	25	6,89	8	0,47	20	9,31	16,20	5,81		94,16		
9	0,28	25	6,89	9	0,48	20	9,59	16,48	6,06		99,87		
10	0,28	25	6,89	10	0,47	20	9,47	16,36	6,28		102,66		
11	0,28	25	6,89	11	0,44	20	8,86	15,75	6,45		101,54		
12	0,28	25	6,89	12	0,38	20	7,65	14,54	6,58		95,65		
13	0,28	25	6,89	13	0,29	20	5,80	12,69	6,65		84,39		
14	0,28	25	6,89	14	0,16	20	3,24	10,13	6,66		67,51		

$\Sigma Pi = 473,53$

$\Sigma Mo = 1504,33$   $\Sigma MC,esq = 536,71$

O coeficiente geométrico de segurança determina-se de acordo com a seguinte expressão:

$$FS_{CC_3} = \frac{e_{real}}{e_{min}} = \frac{0,80}{0,43} = 1,86$$



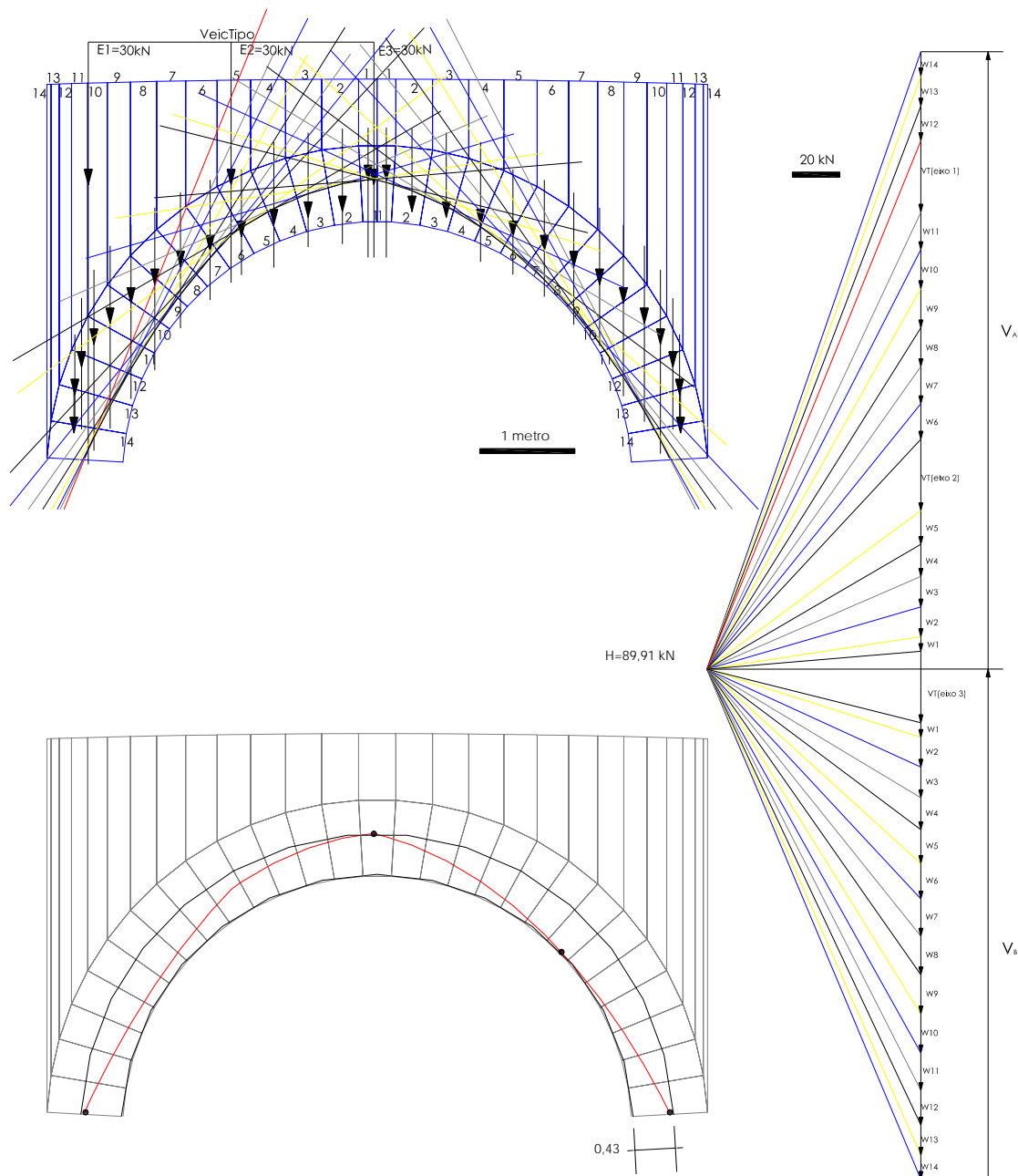


Figura 4. 14 – Polígono de forças e funicular respectivo. (caso de carga 3)

#### 4.3.1.3 - Comentários finais à aplicação do método gráfico

Este método de determinação da linha de pressões ao longo de um arco afigura-se como um método útil e válido, embora como se percebe pela descrição realizada, haja todo o interesse em explorar a capacidade desta formulação poder ser implementada num programa de cálculo automático. De qualquer forma, serve numa primeira fase para adquirir alguma sensibilidade ao problema, tomando consciência dos pressupostos utilizados

e das limitações inerentes ao método. Uma destas simplificações surge da transformação do peso das aduelas e correspondente enchimento em forças concentradas passando sobre o seu centro de massa, o que inviabiliza a degradação das cargas ao longo do enchimento, situação penalizadora da segurança do arco.

#### 4.3.2 - Método analítico para determinação da linha de pressões e do coeficiente de segurança geométrico

A exposição que se segue baseou-se nos trabalhos de Heyman (1995) e de Gago (2004). A posição da linha de pressões de uma estrutura em arco pode ser determinada analiticamente através do equilíbrio das forças actuantes na estrutura. Considere-se um arco sujeito a um dado carregamento vertical e designe-se por  $\varepsilon$  a distância medida na vertical entre o intradorso do arco (AO) e a linha de pressões, conforme se observa na Figura 4. 15.

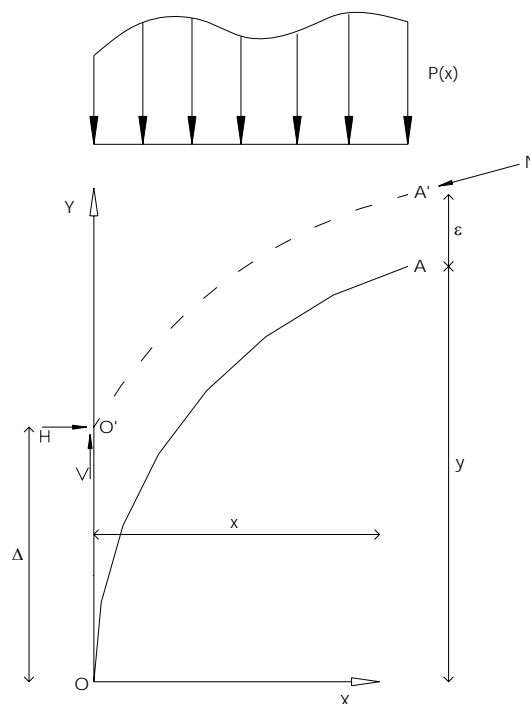


Figura 4. 15 – Diagrama de corpo livre de um troço de um arco

Do equilíbrio de momentos em relação ao ponto A' (Figura 4. 15) obtém-se a seguinte expressão:

$$(y + \varepsilon - \Delta) \cdot H + \int_0^x p(\zeta)(x - \zeta) d\zeta - V \cdot x = 0 \quad (4.20)$$

donde:

$$\varepsilon = \Delta - y + \frac{V}{H} \cdot x - \frac{1}{H} \int_0^x p(\zeta)(x - \zeta) d\zeta \quad (4.21)$$

Assim sendo, a linha de pressões “ $\varepsilon$ ” pode ser determinada para qualquer par de pontos coordenados (x, y) ao longo do desenvolvimento do arco. No entanto, a aplicação da expressão anterior pressupõe o conhecimento de três variáveis  $H$ ,  $V$  e  $\Delta$ , que terão que ser previamente determinadas. Estas quantidades reflectem a hiperstaticidade do problema, ou seja, confirmam a natureza triplamente hiperstática de um arco contínuo biencastado nas extremidades, representando essas incógnitas a respectiva redundância estática.

Para efeitos de cálculo, a carga foi discretizada através de um conjunto de forças concentradas. Assim sendo, a equação anterior toma a forma:

$$\varepsilon = \Delta - y + \frac{V}{H} \cdot x - \frac{1}{H} \left\{ x_n \cdot \sum_{i=1}^n P_i - \sum_{i=1}^n x_i \cdot P_i \right\} \quad (4.22)$$

Admitindo como conhecida a excentricidade do arco em três secções distintas (hipótese simplificativa deste método), resultam determináveis as variáveis anteriores por resolução de um sistema de 3 equações, uma para cada secção onde a excentricidade é conhecida. A partir daqui, pode caracterizar-se a linha de pressões em qualquer ponto do arco.

Alterando o referencial para o extradorso do arco, a expressão (4.23) que permite determinar a linha de pressões ao longo do arco é a seguinte:

$$\varepsilon = \Delta + y - \frac{V}{H} \cdot x + \frac{1}{H} \left\{ x_n \cdot \sum_{i=1}^n P_i - \sum_{i=1}^n x_i \cdot P_i \right\} \quad (4.23)$$

Este referencial no extradorso e, conseqüentemente, a expressão anterior irão ser seguidas nas aplicações aos arcos 2 e 3 da PVF.

#### 4.3.2.1 - Aplicação ao arco 2

De seguida, é aplicada a formulação enunciada ao caso do arco 2 da Ponte de Vila Fria sujeita ao peso próprio do arco e do material de enchimento.

Para se poder levantar a indeterminação estática do problema e proceder à utilização da expressão (4.3), torna-se necessário admitir como conhecidas as excentricidades em três secções do semi arco. As secções escolhidas foram a base e o fecho do arco, assim como uma secção intermédia seleccionada de forma arbitrária correspondente à sétima aduela do arco (aproximadamente a  $\frac{1}{4}$  de vão).

A Figura 4. 16 ilustra a geometria e as condições iniciais admitidas para aplicação deste método.

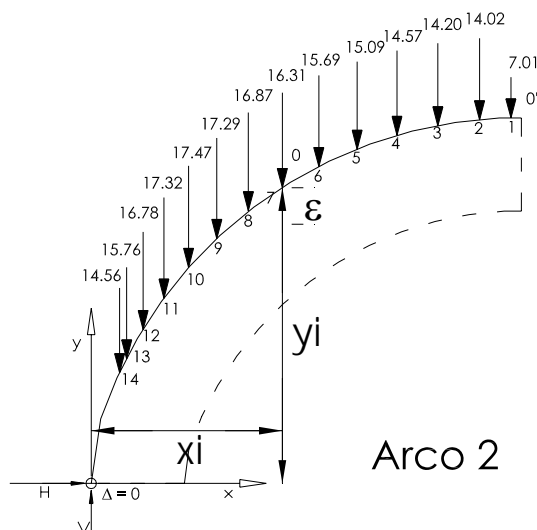


Figura 4. 16 – Geometria e condições iniciais do arco 2

Como se admitiu que a linha de pressões iria coincidir com o extradorso da secção na base do arco, eliminou-se desde logo uma incógnita hiperstática, pois  $\Delta=0$ , conforme pode ser observado na figura anterior.

As outras duas incógnitas (V e H), serão obtidas pela resolução da expressão (4. 23) em relação às secções B e C, ou seja, considerando os pares de valores:

$$B \begin{cases} x1 = 1.64 \\ y1 = 2.54 \\ \varepsilon = 0.22 \text{ (aduela 7, por hipótese)} \end{cases} \quad e \quad C \begin{cases} x2 = 3.61 \\ y2 = 3.14 \\ \varepsilon = 0 \end{cases} \quad (4. 24)$$

Da resolução do sistema, obtêm-se os valores:

$$\begin{cases} .22 = 2.54 - \frac{V}{H} 1.64 + \frac{1}{H} \{ 217.48 - 109.53 \} \\ 0 = 3.14 - \frac{V}{H} 3.61 + \frac{1}{H} \{ 768.30 - 327.39 \} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} H = 103.36 \text{ kN} \\ V = 212.04 \text{ kN} \end{cases}$$

O semi arco foi dividido pelo mesmo número de aduelas já utilizado na anterior aplicação da metodologia gráfica. A utilização das secções cujos alinhamentos verticais contêm o centro de gravidade das respectivas aduelas permitiu a migração de grande parte dos dados necessários para a aplicação desta formulação e também teve a vantagem de permitir o confronto directo de resultados entre estes dois métodos.

No Quadro 4. 7 apresentam-se os cálculos auxiliares obtidos em folha de cálculo do programa *Microsoft Excel*®.

**Quadro 4. 7 – Cálculo da posição da linha de pressões da Ponte de Vila Fria – Arco 2**

	Xn (m)	Yn (m)	Pi (kN)	Σ Pi (kN)	Xn Σ Pi (kN.m)	Pi . Xi (kN.m)	Σ( Pi . Xi) (kN.m)	ε (m)
0								0
14	0,244	0,950	14,56	14,56	3,55	3,55	3,55	0,450
13	0,305	1,068	15,76	30,33	9,24	4,81	8,36	0,451
12	0,446	1,320	16,78	47,11	21,02	7,49	15,84	0,455
11	0,625	1,589	17,32	64,43	40,26	10,82	26,67	0,439
10	0,837	1,853	17,47	81,90	68,56	14,62	41,29	0,400
9	1,080	2,102	17,29	99,19	107,11	18,67	59,96	0,343
8	1,350	2,333	16,87	116,07	156,63	22,77	82,73	0,279
7	1,643	2,538	16,31	132,38	217,48	26,80	109,53	0,212
6	1,956	2,717	15,69	148,07	289,66	30,70	140,22	0,150
5	2,286	2,867	15,09	163,15	372,96	34,49	174,71	0,095
4	2,628	2,984	14,57	177,73	467,11	38,30	213,01	0,051
3	2,980	3,069	14,20	191,93	571,92	42,32	255,33	0,019
2	3,338	3,120	14,02	205,95	687,35	46,78	302,11	0,000
1	3,608	3,137	7,01	212,95	768,30	25,27	327,39	0,001

$$\begin{matrix} V & H \\ 212,04 & 103,36 \end{matrix} \quad \varepsilon = \Delta + y - \frac{V}{H} \cdot x + \frac{1}{H} \left\{ x_n \cdot \sum_{i=1}^n P_i - \sum_{i=1}^n x_i \cdot P_i \right\}$$

A partir dos resultados anteriores e com base na última coluna que representa a distância vertical entre o extradorso do arco e a linha de pressões ao longo das 14 secções consideradas, pode-se construir a linha de pressões do arco 2 para o caso de carga correspondente ao peso próprio (arco + enchimento), conforme se observa na Figura 4. 17.

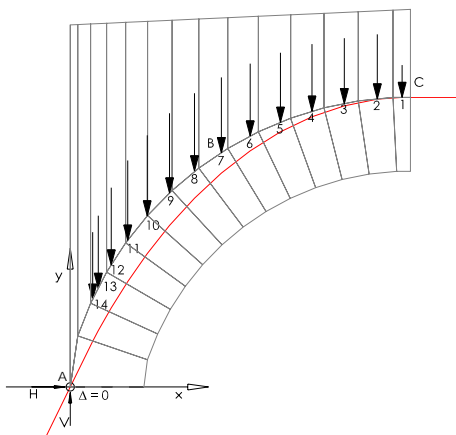


Figura 4. 17 – Traçado da linha de pressões do arco 2 recorrendo ao processo analítico.

Para permitir uma comparação directa entre o método gráfico e o método analítico na determinação da linha de pressões no interior de um arco, ilustra-se na Figura 4. 18 a comparação gráfica e numérica, podendo a partir daí aferir-se da boa correlação de resultados entre estes dois métodos.

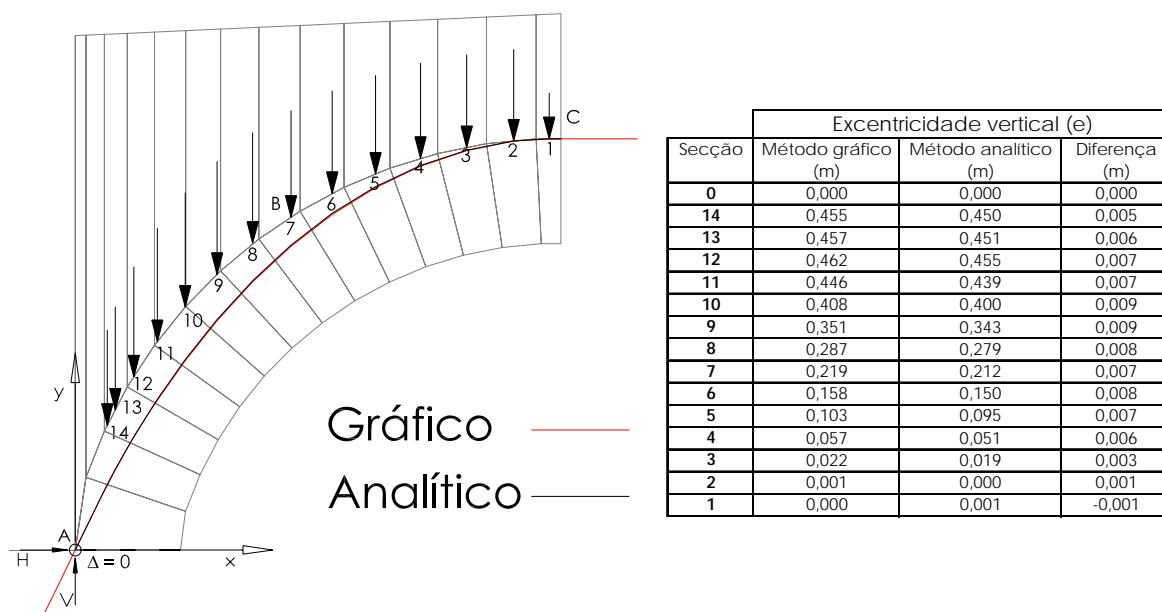


Figura 4. 18 – Comparação de resultados entre o método gráfico e o analítico

Efectivamente, os valores da excentricidade vertical diferiram menos de 1 cm entre os dois métodos, qualquer que seja a secção. Se o método for aplicado com o objectivo de conhecer o coeficiente geométrico de segurança, a expressão utilizada no método gráfico mantém-se válida, ou seja, o  $FS_{CC_1} = 3.2$ , correspondente ao caso de carga abordado no ponto 4.3.1.1.1.

#### 4.3.2.2 - Comentário final à utilização do método analítico

Tal como referido no comentário ao método gráfico, também este método se encontra limitado pela morosidade na preparação de dados que apenas são válidos para um caso de carga, havendo que repetir todo o cálculo sempre que se altera o tipo ou a localização da carga aplicada. A redução do carregamento tanto das cargas permanentes como das variáveis a forças concentradas simplifica a aplicação do método, implicando contudo uma perda de rigor no resultado obtido.

Todavia, talvez a sua maior limitação seja a necessidade de conhecer previamente a excentricidade da linha de pressões em três secções, de forma a levantar a hiperstaticidade do problema e poder aplicar-se de seguida a formula da excentricidade para qualquer ponto do arco.

### 4.4 MÉTODOS BASEADOS NA ANÁLISE PLÁSTICA OU LIMITE

#### 4.4.1 - Estimativa da carga de colapso de arcos pelo método plástico de Heyman.

No capítulo 18 do seu livro, Heyman (1995) apresenta o cálculo elástico de Pippard para arcos de alvenaria que esteve na base do desenvolvimento do método de avaliação MEXE/MOT. No entanto, de imediato contrapõe a este, o método plástico de análise através do qual estima o valor da carga axial segura, em função de parâmetros geométricos definidos na Figura 4. 19 seguinte:

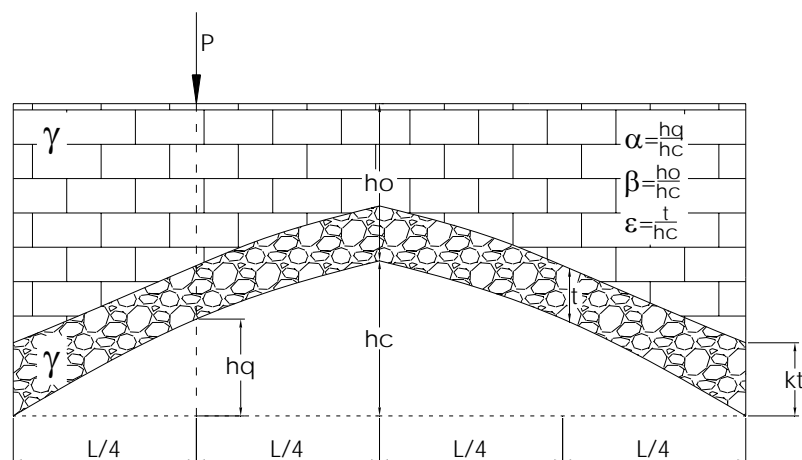


Figura 4. 19 – Definição de parâmetros para aplicação do método plástico referido em Heyman (1995)



Fazendo variar os parâmetros referidos, Heyman elaborou uma tabela de consulta directa e que resulta da aplicação da expressão (4. 25) referente à carga concentrada máxima linear por unidade de largura da ponte:

$$p = \frac{1}{(3 - 2 \cdot \alpha) - (2 + k) \cdot \varepsilon} \left\{ (1 + 3 \cdot \beta - \alpha) \left[ \alpha + \left( 1 - \frac{1}{4} k \right) \varepsilon \right] - (6 + 9 \cdot \beta - 5 \cdot \alpha) \left[ (1 - \alpha) - \left( 1 + \frac{1}{4} k \right) \varepsilon \right] \right\} \quad (4. 25)$$

A partir da determinação desta carga máxima linear e de acordo com Heyman (1995), pode ser obtida a máxima força concentrada através da relação:

$$P = p \cdot \frac{\gamma \cdot L \cdot h_c}{6} \quad (4. 26)$$

onde se admite o mesmo peso específico ( $\gamma$ ) para o arco e para o enchimento.

#### 4.4.1.1 - Aplicação ao arco 2 da PVF

No caso do arco 2 da Ponte de Vila Fria, estes parâmetros tomam os seguintes valores:

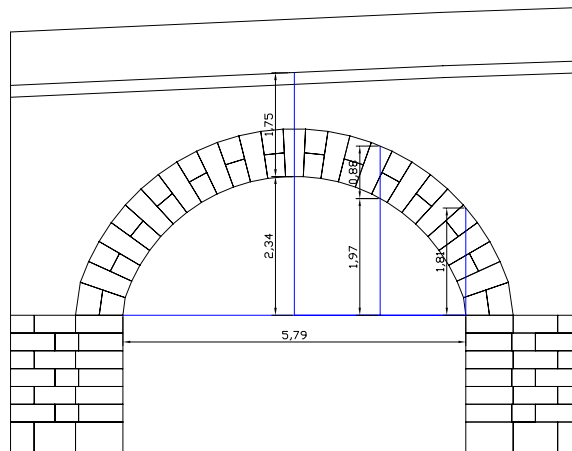


Figura 4. 20 – Definição de parâmetros geométricos. Arco 2.

$$\alpha = \frac{1,97}{2,34} \cong 0,85$$

$$\beta = \frac{1,75}{2,34} \cong 0,75 \text{ (obtido por interpolação dos valores da tabela)}$$

$$\varepsilon = \frac{0,88}{2,34} \cong 0,376$$

Como a tabela construída por Heyman não contempla os valores calculados para a Ponte de Vila Fria, procedeu-se à actualização dos seus valores para os calculados na ponte. A Figura 4. 21 ilustra um excerto dessa tabela. As células a cor fazem parte da tabela original de Heyman.

$\alpha = 0,85$		
$\beta$		
$\varepsilon$	0	1
0,04	-0,04	1,44
0,06	0,00	1,80
0,08	0,05	2,20
0,1	0,10	2,65
0,12	0,15	3,15
0,14	0,21	3,72
0,16	0,28	4,38
0,18	0,37	5,14
0,2	0,46	6,04
0,22	0,58	7,10
0,24	0,72	8,37
0,26	0,89	9,95
0,28	1,11	11,93
0,3	1,39	14,51
0,32	1,77	18,00
0,34	2,31	22,99
0,36	3,15	30,70
0,38	4,62	44,18
0,4	7,85	73,85

Figura 4. 21 – Tabela para cálculo da resistência de arcos sujeitos à actuação de uma carga linear “p” por unidade de largura (baseada em Heyman (1995))

Embora os valores da tabela tenham uma evolução monotónica, a progressão cresce de forma exponencial a partir de  $\varepsilon = 0,3^*$ , pelo que ir-se-á considerar este valor nos cálculos subsequentes, tendo presente que este valor será conservativo em relação à Ponte de Vila Fria.

$$\alpha = \frac{1,97}{2,34} \cong 0,85$$

$$\beta = \frac{1,75}{2,34} \cong 0,75$$

$$\varepsilon \cong 0,3$$

Obtém-se então, por interpolação linear dos valores da tabela,  $p = 11,23$ .

\* valor máximo que pode ser consultado directamente da tabela, que pode ser considerada uma estimativa por defeito ou do lado da segurança, da carga máxima admissível

$$P = p \cdot \left( \frac{\gamma \cdot L \cdot h_c}{6} \right) = 11,23 \cdot \frac{20 \cdot 5,76 \cdot 2,34}{6} = 11,23 \cdot 44,93 = 505 \text{ kN/m}$$

Sendo este valor considerado por metro de largura da ponte e aplicando ao caso em estudo, a estimativa do valor da carga linear máxima admissível para a Ponte de Vila Fria é de  $F = 6 \cdot 505 = 3027 \text{ kN}$ .

Por substituição dos valores  $\alpha, \beta, \varepsilon$  reais na expressão referida, ou seja, no caso de não se atender aos limites da tabela de Heyman e recorrendo à substituição directa na expressão, obtêm-se os valores da Figura 4. 21 não sombreados.

Sendo:

$$\left| \begin{array}{l} \alpha = \frac{1,97}{2,34} \cong 0,85 \\ \beta = \frac{1,75}{2,34} \cong 0,75 \\ \varepsilon = \frac{0,88}{2,34} \cong 0,38 \end{array} \right.$$

obtém-se, por interpolação linear dos valores da tabela,  $p = 34,29$ , a que corresponde um valor de P (força concentrada por metro de largura da ponte) de 1541 kN/m, resultante do seguinte cálculo:

$$P = p \cdot \left( \frac{\gamma \cdot L \cdot h_c}{6} \right) = 34,29 \cdot \frac{20 \cdot 5,76 \cdot 2,34}{6} = 34,29 \cdot 44,93 = 1541 \text{ kN/m}$$

sendo a estimativa para a largura total da ponte de  $F = 6 \cdot 1541 = 9244 \text{ kN}$ .

Embora Heyman não faça restrições em relação ao campo de aplicabilidade desta expressão, parece razoável admitir que esta expressão não será válida para os valores fora dos indicados na tabela. Considerar-se-á então, o valor limite que faz parte da tabela, sendo esta aproximação do valor máximo admissível do lado da segurança.

#### 4.4.1.2 - Aplicação ao arco 3 da PVF

Tal como efectuado para o arco 2, começa-se pela definição dos parâmetros geométricos que interessam à aplicação deste método:

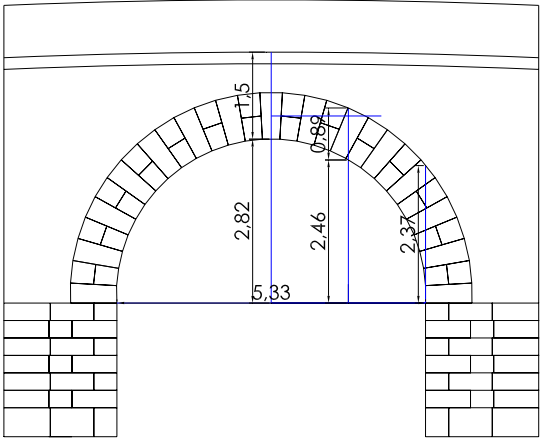


Figura 4. 22 – Definição de parâmetros geométricos. Arco 3.

$$\alpha = \frac{2,46}{2,82} \cong 0,87$$
$$\beta = \frac{1,5}{2,82} \cong 0,53$$
$$\varepsilon = \frac{0,89}{2,82} \cong 0,3$$

Da consulta da tabela de Heyman e após interpolação de valores obtém-se, por interpolação linear dos valores da tabela,  $p = 9,838$ .

$\alpha = 0,85$			$\alpha = 0,9$		
$\beta$			$\beta$		
$\varepsilon$	0	1	0	1	
0,04	-0,04	1,44	0,02	2,18	
0,06	0,00	1,80	0,06	2,61	
0,08	0,05	2,20	0,10	3,10	
0,1	0,10	2,65	0,15	3,65	
0,12	0,15	3,15	0,21	4,28	
0,14	0,21	3,72	0,27	5,00	
0,16	0,28	4,38	0,35	5,85	
0,18	0,37	5,14	0,44	6,85	
0,2	0,46	6,04	0,55	8,05	
0,22	0,58	7,10	0,68	9,52	
0,24	0,72	8,37	0,85	11,35	
0,26	0,89	9,95	1,06	13,71	
0,28	1,11	11,93	1,35	16,85	
0,3	1,39	14,51	1,75	21,25	

Figura 4. 23 – Tabela para cálculo da resistência de arcos sujeitos à actuação de uma carga linear “p” por unidade de largura (baseada em Heyman (1995))

$$P = p \cdot \left( \frac{\gamma \cdot L \cdot h_c}{6} \right) = 9,838 \cdot \frac{20 \cdot 5,33 \cdot 2,82}{6} = 9,838 \cdot 50,1 = 493 \text{ kN/m}$$

A este valor corresponde uma força concentrada por unidade de largura de ponte de  $P=493 \text{ kN/m}$ , sendo a estimativa para a largura total da ponte de  $F = 6 \cdot 493 = 2957 \text{ kN}$ .

#### 4.4.1.3 - Considerações finais sobre o método simplificado proposto por Heyman

Esta metodologia simplificada para cálculo da carga de colapso de arcos de alvenaria baseia-se na aplicação directa duma fórmula em que intervêm apenas parâmetros geométricos do arco em análise, cujos resultados foram posteriormente reunidos sob a forma tabelar para valores correntes de arcos de alvenaria.

Tendo por um lado a vantagem de ser um método de aplicação praticamente imediato em que não se torna necessária uma caracterização do arco em termos materiais, padece de inúmeras simplificações que obrigatoriamente interferem no valor final. A aplicação à Ponte de Vila Fria parece contudo indicar que o erro cometido nestas simplificações não afectará de forma muito significativa os resultados, como poderá ser confirmado quando no final do capítulo se efectuar a análise comparativa das diversas metodologias adoptadas.

De qualquer forma, convém ter presente algumas limitações implícitas neste método, nomeadamente, a consideração que a força concentrada a  $\frac{1}{4}$  de vão se transmite ao arco sem sofrer degradação pelo enchimento; o facto de não fazer distinção entre o peso específico para os materiais do arco e do enchimento, o pressuposto de que existe simetria do arco relativamente ao plano vertical da aduela de fecho e o cálculo dos pesos do enchimento ser baseado em trapézios (desenvolvimento linear entre troços do intradorso do arco).

Também em relação ao campo de aplicação, deve limitar-se a análise por este método a arcos de largura reduzida e com vãos não muito grandes. No caso da ponte em estudo, a tabela não contempla os parâmetros geométricos calculados, pelo que deverá ser admitida alguma reserva em relação aos resultados obtidos.

#### 4.4.2 - Aplicação do programa de cálculo automático - RING

##### 4.4.2.1 - Introdução

Neste ponto abordar-se-á de forma expedita os principais aspectos do programa RING que, como referido, é um método de cálculo automático baseado em mecanismos de rotura. Os

parágrafos seguintes referem-se às características específicas do programa na óptica do utilizador e não em relação à formulação que lhe está implícita.

#### 4.4.2.2 - Utilização do programa

- Geometria

O programa gera automaticamente a geometria (quer por indicação de vão, flecha e número de aduelas para cada arco, quer por definição do intradorso do arco através de um conjunto de pontos coordenados), tendo portanto a desvantagem de não ser possível importar a mesma de um programa de desenho (AutoCad, por ex). Por esse facto, não foi possível reproduzir os blocos reais da nova Ponte de Vila Fria que alternam a espessura de 0,4m (2 blocos) com a espessura de 0,8m, tendo sido adoptada a medida uniforme de 0,8m para todos os blocos.

Para os encontros e pilares também não é possível individualizar os blocos, já que o programa apenas permite a definição do número de camadas que constitui cada um daqueles elementos. Para a geração da geometria dos arcos é então indicado o vão e a flecha, assim como o número de aduelas presentes em cada arco. O limite superior do enchimento é definido pelo utilizador através de um conjunto de pontos coordenados.

- Materiais

Os materiais com relevância do ponto de vista estrutural e que carecem de particular caracterização são a pedra e o enchimento.

O Quadro 4. 8 resume as principais propriedades utilizadas na caracterização destes dois materiais.

**Quadro 4. 8 - Valores adoptados na caracterização material**

		<b>Pedra</b>	<b>Enchimento</b>
Peso volúmico	kN/m <sup>3</sup>	25	18
Coeficiente de atrito radial		0,7	-
Tensão de esmagamento	MPa	20	-
Atrito arco/enchimento	rad	-	0,524
Ângulo de degradação	rad	-	0,524
Coeficiente de impulso (para pressão horizontal)	Kp	-	0,5

Os valores indicados para o peso volúmico foram adoptados com base nos valores médios obtidos dos ensaios laboratoriais de um conjunto alargado de amostras. O valor do

coeficiente de atrito radial corresponde a um ângulo de atrito entre pedras de  $35^\circ$ , estimativa razoável para este tipo de material.

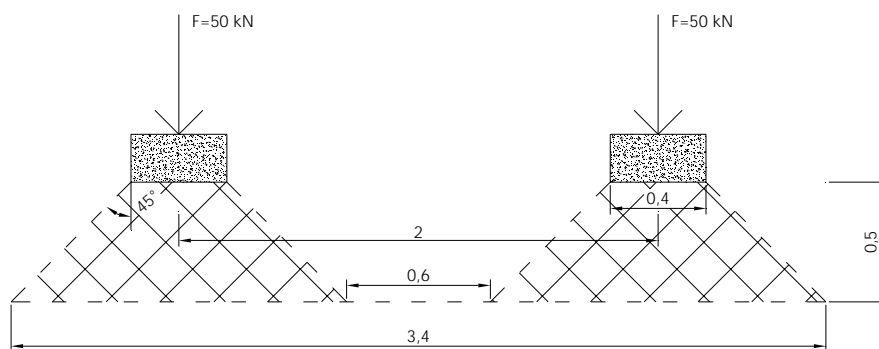
O valor adoptado para a resistência da pedra ao esmagamento procura enquadrar-se no dentro do intervalo definido por: i) tensão sobre carga em serviço x factor de majoração ( $1\text{MPa} \times 10 = 10\text{MPa}$ ) e ii) mínimos resultados experimentais ( $32\text{MPa}$ )

Na falta de melhor caracterização experimental, os valores do atrito arco/enchimento e do ângulo de degradação no enchimento utilizados, foram os indicados por defeito no manual de utilização do programa, segundo indicações constantes do mesmo.

- Tipos e casos de carga

Como princípio geral, uma de duas estratégias poderão ser seguidas na modelação bidimensional para atender à distribuição de cargas no sentido transversal (ortogonal ao plano bidimensional modelado). Uma metodologia consiste em adoptar uma largura igual a 1 metro e compatibilizar as cargas aplicadas, reduzindo-as para um valor proporcional à largura considerada. Uma segunda via será a inclusão das cargas com o seu valor total e estimar a largura da ponte sobre a qual actuará a carga na secção mais desfavorável, após a degradação da mesma no sentido transversal.

A metodologia seguida na modelação bidimensional da PVF foi a da distribuição das cargas no sentido transversal dividindo o valor da força pela largura “fictícia” da ponte. Assim sendo, deve adoptar-se para largura da ponte o valor que ocorreria pela degradação de cargas normalmente utilizada, tal como se indica na Figura 4. 24 para o caso de carga do veículo tipo (VT):



**Figura 4. 24 – Largura considerada na PVF. Degradação da carga do VT na direcção transversal.**

No caso da modelação da PVF, foram criados os dois tipos de sobrecarga previstos no RSA (1983) para pontes de classe II. O primeiro tipo de carga (artigo 41.1-a) refere-se ao veículo tipo e considera a actuação segundo 3 eixos afastados longitudinalmente de  $1,5\text{m}$  de duas

cargas concentradas com o valor de 50kN; neste caso, uma vez que se recorreu a um programa de cálculo bidimensional, considerou-se que a carga concentrada teria o dobro desse valor, ou seja, 100 kN por eixo. Este valor actuaria sobre uma base de 3,4 metros após degradação de carga (conforme pode ser observado na figura anterior), razão pela qual se adoptou este valor para a largura "fictícia" da ponte. O segundo tipo de carga (artigo 41.1-b) prevê a actuação em simultâneo de duas cargas: uma distribuída pela área do tabuleiro de valor igual a 3 kN/m<sup>2</sup> e uma outra linear no sentido transversal do tabuleiro e de valor igual a 30 kN/m.

Como o programa apenas permite a introdução de cargas concentradas fazendo de seguida a sua degradação pela largura de ponte definida pelo utilizador, houve necessidade de converter as referidas cargas. Assim sendo, consideraram-se cargas concentradas de 6 kN afastadas de 0.5 metros ( $6\text{kN}/(3.4\text{m}\times 0.5\text{m})=3.5\text{kN/m}^2$ ) para simular a carga distribuída e uma carga única de 102 kN ( $102\text{kN}/3.4\text{m}=30\text{kN/m}$ ) correspondente à carga linear tipo faca.

Numa primeira abordagem, o veículo tipo foi localizado em sucessivas posições no sentido longitudinal do tabuleiro afastadas de 1 metro. De seguida, foram definidas novas localizações próximas donde ocorrera o colapso anterior, mas encurtando o espaçamento entre estas para apenas 0,1 metros.

A metodologia seguida para a simulação da largura da ponte tem implícita uma reserva de segurança, pois como pode ser observado na Figura 4. 25, quando a carga se desloca em direcção aos apoios, a altura disponível para degradação das cargas aumenta. Como a largura de degradação em "a" (Lda) é menor do que a largura de degradação em "b" (Ldb), a tensão ao nível do extradorso do arco é superior em "a" do que em "b". Este facto não vem reflectido no programa, cuja formulação apenas prevê que a carga em qualquer secção seja dividida pela largura adoptada (neste caso igual a 3,4 metros).

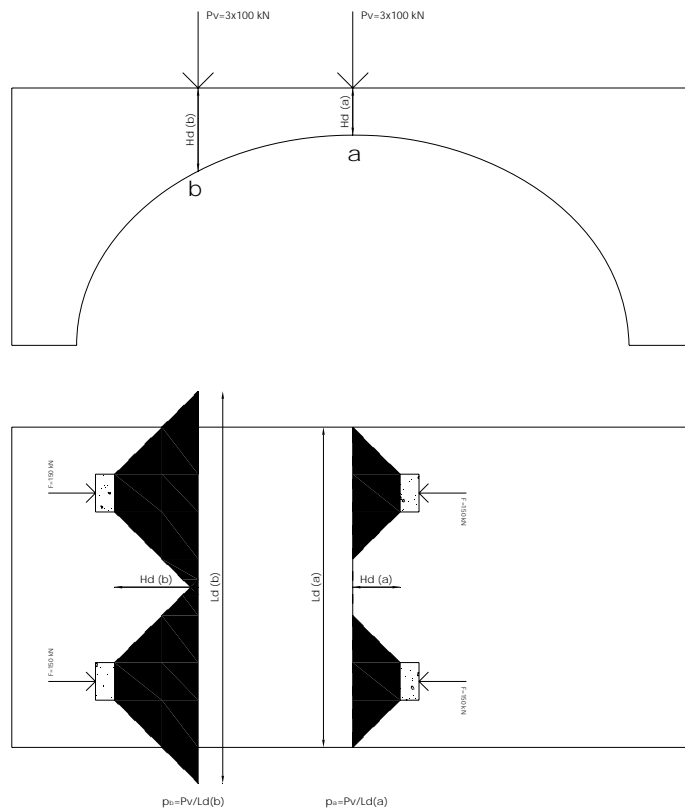
- Resultados

Para cada caso de carga, o programa *Ring* avalia o factor de majoração que, aplicado à carga variável definida (as cargas devidas ao peso próprio não são majoradas, obviamente) conduz à condição de colapso.

Os resultados apresentam-se na forma numérica e gráfica. Em termos numéricos, um ficheiro é criado com todos os parâmetros definidos em fase de pré-processamento, assim como os resultados do cálculo, que neste caso se traduzem pela caracterização da linha de pressões (força normal e distância ao eixo neutro para cada aduela) ao longo dos vários elementos



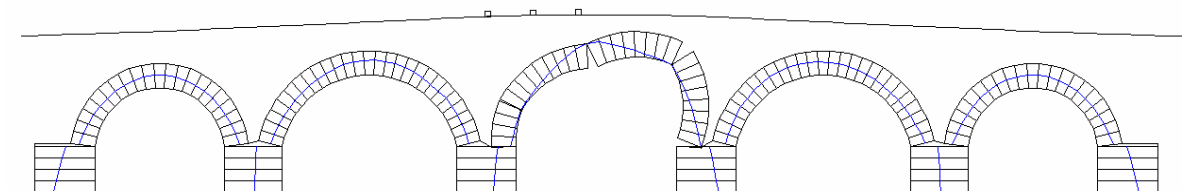
(arcos, pilares e encontros) para o caso de carga que levou ao mecanismo de rotura do arco.



**Figura 4. 25 – Efeito benéfico (desprezado pelo programa) resultante da variação da altura de enchimento**

Na componente gráfica, o programa permite visualizar a linha de pressões correspondente ao instante de formação de um mecanismo na estrutura, com a indicação do factor de majoração que foi necessário aplicar ao caso de carga considerado, para que este estado fosse atingido.

No caso da Ponte de Vila Fria, e considerando o primeiro tipo de carga (veículo tipo), atingiu-se um factor de carga de 13.7, conforme pode ser observado na Figura 4. 26:

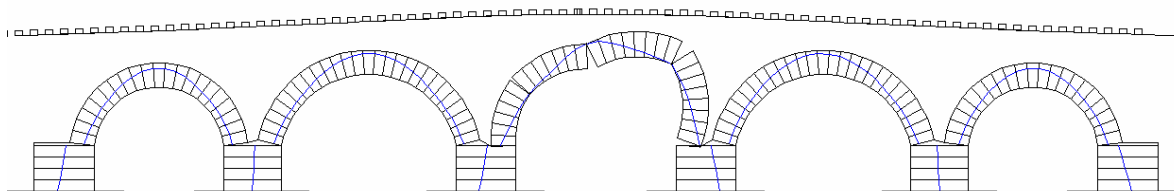


Carga aplicada: 3 x 100 kN

Factor de majoração da carga = 13,7

**Figura 4. 26 – Formação de mecanismo de rotura. Tipo de carga 1**

Repetindo o cálculo considerando agora o segundo tipo de carga (carga distribuída + carga linear), obtém-se um factor de majoração da carga de 25, conforme pode ser observado na Figura 4. 27.



Carga distribuída aplicada: 3 kN/m<sup>2</sup>

Carga linear aplicada: 30 kN/m

Factor de majoração da carga = 25

**Figura 4. 27 – Formação de mecanismo de rotura. Tipo de carga 2**

Numa primeira análise dos resultados, pode observar-se que, por um lado, o veículo tipo representa uma acção mais gravosa do que o conjunto da carga distribuída e da carga tipo faca; por outro lado, torna-se evidente o grande factor de segurança com que esta ponte foi construída, ou seja, seria necessário criar uma acção correspondente à carga de 13.7 veículos tipo para transformar o arco 3 da Ponte de Vila Fria num mecanismo e, consequentemente, determinar o colapso da mesma.

Os diversos parâmetros utilizados nesta modelação resultaram quer de ensaios experimentais, arbitrados por analogia com valores de referência de outras modelações, ou mesmo por indicação do manual de utilização do programa. No entanto, entendeu-se importante averiguar a sensibilidade dos resultados deste programa em relação à grande maioria dos parâmetros envolvidos. Nesse sentido, foi definida uma modelação base, a partir da qual foram sendo alterados os diversos parâmetros, um de cada vez.

O Quadro 4. 9 resume os resultados obtidos onde se constata que, para os intervalos de variação escolhidos, não há alterações muito significativas do resultado para a maioria dos parâmetros alterados. No entanto, este programa mostrou variações significativas no factor de carga quando se aplicaram as cargas sobre o arco sem qualquer degradação e também quando se concentraram as forças correspondentes aos três eixos do veículo tipo apenas numa única força concentrada.

Quadro 4. 9 – Programa RING - Análise de sensibilidade

DADOS			Valores base	Parâmetros a alterar															
				7	7	9	9	10	10	11	11	13	13	13	12	14	16	1	1
<b>Geometria</b>																			
1) Largura da ponte	mm		3400																
2) Apoio esquerdo fixo			sim																
3) Apoio esquerdo fixo			sim																
4) Número de anéis em cada arco			1																
5) Espessura de cada anel	m		0,8																
<b>Material</b>																			
<b>Pedra</b>																			
6) Densidade	kN/m3		25																
7) Atrito radial (entre blocos)= $\tan \phi$			0,7 ( $\tan 35^\circ$ )																
8) Atrito tangencial (entre "ring's")			-																
9) Resistência ao esmagamento	MPa		20																
<b>Enchimento</b>																			
10) Densidade	kN/m3		18																
11) Atrito (pedra/enchimento)			0,524 ( $\pi/6$ )																
12) Ângulo de degradação	rad		0,524																
13) Tipo de degradação			Boussinesq																
14) Tipo de coeficiente de impulso horizontal ( $K_0$ )			Clássico																
15) Valor do coeficiente de impulso horizontal			0,5																
<b>Carga</b>																			
16) Veiculo tipo RSA (3x100 kN)	kN		3x100																
17) 1kN																			
<b>RESULTADOS</b>																			
Factor de carga	$\lambda$		13,7																
Desvio	%		-																
Caso de carga			11																
Arco			3																

#### 4.4.2.3 - Considerações gerais sobre a utilização do programa RING

O RING é um programa de fácil utilização, permitindo de forma relativamente simples e rápida obter uma estimativa da capacidade de pontes em arco de alvenaria. Por ser um programa de cálculo automático permite, apenas com um tempo de processamento de poucos segundos, que as cargas móveis percorram todo o tabuleiro, indicando desta forma o arco e a posição mais desfavoráveis. A sua aplicação a pontes multi arco (máximo de 6 vãos) permite obter a interacção entre arcos, situação de excepção em relação à grande maioria das ferramentas “simplificadas”, que apenas analisam a estabilidade mono arco.

Talvez devam ser apontadas como as suas maiores limitações, as reduzidas funcionalidades na fase de pré-processamento, nomeadamente quanto à geometria e definição dos tipos de carga. A impossibilidade de interacção com um programa de desenho para importação da geometria, assim como as limitadas opções quanto ao tipo de carga\* (contempla apenas opções veículos tipo) são aspectos que deveriam ser melhorados em posteriores versões do programa.

### 4.5 COMPARAÇÕES ENTRE MÉTODOS

O Quadro 4. 10 que se apresenta na página seguinte pretende reunir os resultados obtidos pelos diferentes métodos, de forma a poder realizar-se uma análise comparativa dos mesmos, em termos quantitativos.

Em relação ao coeficiente de segurança geométrico, e por não ser comparável com nenhum outro método estudado, poderá apenas concluir-se que os valores para os vários casos de carga se encontram muito próximo ou acima do valor de referência de 2 estabelecido por Heyman, o que confere uma muito significativa margem de segurança em relação ao arco de espessura mínima (que teria cerca de 40 cm de espessura) e que comportaria ainda os carregamentos estudados.

---

\*Os diferentes tipos de carga mencionados nos pontos anteriores resultaram da simulação de vários “veículos tipo”, tendo cada veículo uma multiplicidade de eixos, de forma a aproximar o melhor possível a uma carga uniformemente distribuída, carga linear ou veículo tipo propriamente dito.

Quadro 4. 10 – Mapa comparativo dos resultados numéricos para os diferentes métodos simplificados

	Métodos Elásticos					Métodos Plásticos		
	Carga de colapso		Coeficiente Geométrico Segurança			Carga de colapso	Factor de carga	
	Pippard	Mexe	Método gráfico / Método analítico			Heyman	Ring	
			LC1	LC2	LC3		Veículo tipo	Linear + Dist.
Arco 2	2633	467	3.2	2.4	2.0	3027	-	-
Arco 3	2410	182	3.0	2.2	1.9	2957	13.7	25
Subcapítulo	(4.2.1)	(4.2.2)	(4.3.1) e (4.3.2)			(4.4.1)	(4.4.2)	(4.4.2)
Unidades	kN	kN	adimensional	adimensional	adimensional	kN	adimensional	adimensional
Observações	- Formulação baseada no método elástico de Pippard - Carga concentrada a meio-vão 6m	- Carga máxima por eixo	LC1 (CP)	LC2 (CP+VT 1/2 vão)	LC3 (CP+VT 1/4 de vão)	- Formulação baseada no método plástico de Heyman - Carga concentrada a 1/4 de vão 6m	- Factor multiplicador do VT para atingir a carga de colapso	

O método Mexe parece também evidenciar resultados claramente conservativos e pouco consistentes com as restantes metodologias.

Onde se encontra alguma consistência de resultados entre diferentes métodos parece ser no carga de colapso obtida tanto por Pippard recorrendo ao método elástico (cerca de 260 ton) como por idêntica carga obtida por Heyman (cerca de 300 ton), fazendo uso do método plástico.

O mecanismo de colapso no arco 3 da Ponte de Vila Fria é atingido através da sua modelação no programa de cálculo automático RING para factores de carga de 13.7, a que corresponde um valor total de 725 ton para a largura total da ponte. Para este valor cerca de 2 vezes maior do que o obtido pelos métodos anteriores pode ser explicado pelo reservas de resistência que este programa permite contabilizar (carga distribuída, dispersão da carga, reacção passiva do terreno de enchimento, etc.). Note-se que alterando apenas a carga do VT para uma força de 300kN concentrada, o valor que leva à formação do mecanismo baixa para 257 toneladas, valor consentâneo com o obtido pelas duas metodologias referidas.

## **4.6 CONCLUSÃO**

Ao longo deste capítulo pretendeu-se reunir diversos estudos que se encontravam dispersos pela bibliografia da especialidade relativamente à utilização de metodologias simplificadas de verificação da segurança de arcos de alvenaria.

Apesar de cada metodologia partir de pressupostos e simplificações próprias apresentadas ao longo dos vários sub-capítulos, interessa ainda assim estabelecer um quadro resumo dos resultados obtidos pelos diversos métodos, e procurar juntar a estes uma interpretação e/ou justificação dos mesmos.

Procurou-se no final do capítulo estabelecer-se uma comparação entre os resultados das várias metodologias estudadas, tendo sempre presente que estas servirão sobretudo para identificar ordens de grandeza das reais cargas de colapso, e que não poderão obviamente substituir métodos mais sofisticados de dimensionamento e de verificação de segurança de estruturas em arco de alvenaria.

## **CAPÍTULO 5**

### **PONTE DE VILA FRIA - MONITORIZAÇÃO**

#### **5.1 - INTRODUÇÃO**

O comportamento de uma estrutura está longe de ser monótono e previsível. A sua evolução depende de acontecimentos incertos, tanto endógenos como exteriores à própria estrutura. As primeiras incertezas surgem logo durante a construção, resultantes de comportamentos não previstos durante a concepção. Mais tarde, e já com a estrutura construída, surgem as acções actuantes sobre a estrutura. De uma maneira geral, podemos admitir que a intensidade e o tipo de acções se afastam por vezes de forma significativa das previstas em projecto.

O resultado de todas estas incertezas criadas durante a concepção, a construção e o uso devem despertar o interesse das instituições que tutelam estas estruturas no que respeita à sua segurança estrutural, manutenção e garantia de operacionalidade.

A monitorização estrutural permite o conhecimento do real comportamento da estrutura, a sua evolução e a eventual detecção de degradações que podem ser atempadamente corrigidas (Inaudi (1997)).

Com um projecto de monitorização procura-se geralmente atingir os seguintes objectivos:

- Manutenção atempada: os dados resultantes da monitorização poderão ser usados de forma a otimizar os programas de manutenção e/ou reparação da estrutura.
- Avaliação da qualidade a longo prazo: as medições efectuadas ao longo do tempo ajudarão a avaliar se os objectivos estabelecidos para aquela estrutura (curva de degradação dos materiais ou período de vida útil, por exemplo) estão a ser cumpridos e,

em caso de ser necessário realizar uma intervenção, poder avaliar quantitativamente o resultado dessa intervenção.

- Avaliação de reserva de segurança estrutural: a margem de segurança real da estrutura pode revelar-se bem superior àquela estimada em fase de projecto, reflectindo um melhor comportamento real dos materiais ou uma escolha de coeficientes de minoração das características dos materiais excessivamente conservativos.

- Redução de incertezas: Do ponto de vista da entidade que é responsável pela estrutura, pede-se-lhe por vezes que tome decisões sobre a mesma. O decisor não possui na maioria dos casos de dados quantitativos sobre o real estado dos materiais, das cargas que actuam na estrutura ou do seu grau de degradação. A monitorização pode ajudar na tomada de decisões informadas e que tenham algum fundamento em dados factuais.

- Garantia de segurança: a obtenção de forma permanente de dados sobre o estado da estrutura transmite aos utilizadores a sensação de segurança ao utilizarem essa estrutura.

- Aumento do conhecimento: Por último, mas não menos importante, é o conjunto de informações que poderão estar disponíveis para todo o meio técnico e científico. A monitorização pode ajudar o meio técnico a compreender alguns aspectos do funcionamento real das estruturas, ficando essa mais-valia disponível para aplicação na melhoria da qualidade de futuros projectos.

A escolha de um sistema de monitorização deverá ajustar-se às necessidades previamente definidas, resultando da ponderação de vários factores, nomeadamente:

- A escala: a monitorização pode incidir ao nível local em determinados elementos estruturais ou procurar obter o comportamento global para toda a estrutura (normalmente por interpolação de um grande número de sensores distribuídos ao longo da estrutura);

- Parâmetros ou grandezas a medir: Existem inúmeras grandezas que podem ser mensuráveis com recurso a sensores específicos. Embora geralmente se utilizem sensores para medição de grandezas mecânicas (extensão, deslocamento, curvatura, rotações) e físicas (humidade, temperatura), existem também sensores para leitura de parâmetros químicos (pH, cloretos, sulfatos), ambientais (temperatura do ar, humidade, radiação solar, vento) e acções (cargas rodoviárias, forças).

- Periodicidade das leituras: Os intervalos de tempo decorridos entre leituras podem variar de acordo com as necessidades específicas de monitorização da estrutura, mas de uma maneira geral esta periodicidade vem bastante condicionada pelo sistema de recolha de dados escolhido (manual ou automático).

- Tipo de resposta: Se a variação das grandezas que se pretendem medir não sofrerem variações significativas em pequenos intervalos de tempo, então prevalece a resposta estática da estrutura; se pelo contrário os parâmetros a medir exibem uma grande



variabilidade ao longo do tempo, então poderá ser importante captar o comportamento dinâmico da estrutura. Este aspecto pode ser particularmente gravoso se a estrutura for solicitada por acções que actuam ao longo do tempo com uma frequência próxima das frequências próprias da estrutura, podendo despoletar desta forma o fenómeno de ressonância.

- Recolha de dados: existem várias opções quanto à recolha da informação. Pode justificar-se a instalação de sensores durante a construção da estrutura mas que apenas serão lidos numa fase ulterior. Uma outra opção será a recolha manual dos dados por um operador que se desloca regularmente ao local. Dentro da recolha automática dos dados, pode optar-se pela utilização de um "data-logger" que vai armazenando a informação durante um intervalo de tempo sendo de seguida recolhida por um operador que se deslocará ao local. O sistema pode estar totalmente automatizado, isto é, os dados recolhidos dos sensores são transmitidos para um destino remoto onde poderão ser também tratados e analisados de forma automática, estando a informação disponível em tempo real.

## **5.2 - SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO IMPLEMENTADO NA PONTE DE VILA FRIA (PVF)**

Em termos genéricos, pode-se caracterizar o sistema de monitorização da PVF agrupando os elementos que o constituem nos seguintes subsistemas:

- Rede de sensores
- Sistema de aquisição de dados
- Sistema de comunicação
- Gestão, armazenamento e tratamento de dados

Para cada um desses sub-sistemas incluem-se nos parágrafos seguintes uma breve descrição genérica.

### ***i) Rede de sensores***

O fluxo de informação captado pelos sensores é conduzido aos correspondentes sistemas de aquisição através de uma rede de cablagem para transmissão de sinal eléctrico e de outra rede em fibra óptica para transmissão do correspondente sinal. Toda a cablagem vai sendo reunida e conduzida para um canal técnico localizado a uma cota inferior que se desenvolve longitudinalmente ao longo do passeio jusante da ponte. O objectivo do canal técnico consiste em reunir toda a cablagem proveniente dos sensores e conduzi-la aos

respectivos sistemas de aquisição, que se encontram alojados em armário técnico junto ao encontro direito da ponte.

### ***ii) Sistemas de aquisição***

Os sistemas de aquisição adoptados (eléctrico e óptico) possuem funcionamento autónomo, i.e., dispensam o acoplamento permanente de um computador, pois estão dotados de unidade central de processamento (CPU). No entanto, o seu acesso para eventual reprogramação, calibração local de sensores ou aquisição local de determinado evento poderá ser estabelecido localmente por meio de um computador portátil. O controlo local da aquisição e o tratamento prévio das leituras, segundo procedimentos automáticos estabelecidos previamente por programação, são também realizados nesta CPU. Estão dotados de memória que lhes permitem o armazenamento da informação e o seu envio por comunicação remota para um servidor localizado na FEUP, com a periodicidade previamente determinada.

#### ***a) Para a rede de sensores eléctricos***

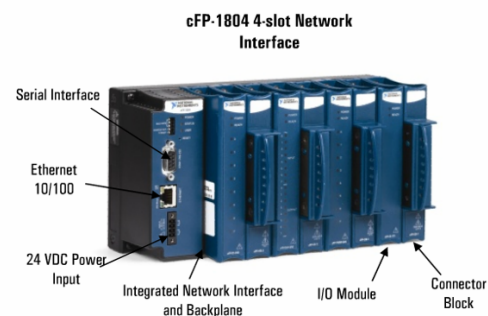
Para a aquisição de sinal referente aos sensores eléctricos, foi instalado um sistema “Compact FieldPoint 2010 (cFP)” da *National Instruments*. Este sistema de aquisição apresenta uma grande versatilidade, pois permite configurar os módulos de acordo com a necessidade do utilizador. Neste caso, foram escolhidas 3 placas cFP-AI-100 com resolução de 12 bits para receber os sinais analógicos amplificados provenientes dos sensores de nível e dos sensores de temperatura acoplados às células de pressão, e as restantes 5 placas cFP-SG-140 com resolução de 16 bits para receber os sinais digitais provenientes dos extensómetros e das células de pressão.

O tempo necessário para varrimento de todos os canais do cFP é de 2,8 ms, sendo portanto perfeitamente enquadrável com o tipo de monitorização estática que se pretende realizar nesta ponte. A Figura 5.1 apresenta uma imagem do cFP instalado na Ponte de Vila Fria.



a)

#### **Hardware Overview**



b)

**Figura 5.1 – Unidade cFP: a) versão instalada na nova Ponte de Vila Fria e b) descrição dos principais componentes ([www.ni.com](http://www.ni.com))**

***b) Para a rede de sensores ópticos***

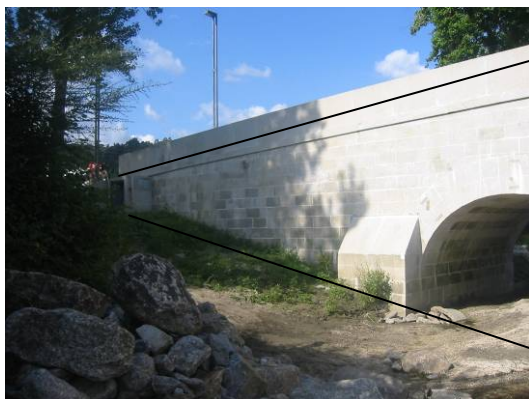
Para a aquisição de sinal referente aos sensores ópticos, foi instalada a unidade de interrogação BraggMeter FS 5100. É composta por um laser sintonizável, uma placa opto electrónica para converter sinais ópticos em eléctricos que são depois digitalizados por uma placa de aquisição de dados.

A frequência de aquisição da unidade é configurável pelo utilizador e pode ir de aproximadamente uma amostra por cada 4 segundos até uma amostra por hora. A unidade tem um “switch” de 1x16, permitindo assim ter os 15 ramos de sensores a ser lidos sequencialmente. Cada ramo não deverá conter mais do que 25 sensores em série.

A Figura 5. 2 apresenta uma imagem da unidade de interrogação óptica “BraggMeter” instalada na nova Ponte de Vila Fria, e a Figura 5. 3 ilustra o armário técnico onde se encontram os sistemas de aquisição descritos.



**Figura 5. 2 – Unidade de interrogação óptica “BraggMeter” instalada na nova Ponte de Vila Fria**



a)



b)

**Figura 5. 3 (a) e (b) – Armário técnico instalado na PVF**

### iii) Sistema de comunicação

O sistema de comunicação remoto escolhido baseia-se no acesso via modem sem fios, estabelecendo para isso uma comunicação por GPRS (General Packet Radio Service), que permite uma transmissão rápida dos dados através de uma rede de base TCP/IP (Transmission Control Protocol/Internet Protocol), compatibilizando a comunicação com outras redes de dados como a *internet*. Esse sistema encontra-se interligado num “router” que se ilustra na Figura 5. 4 e que inclui uma placa de dados GPRS.



Figura 5. 4 – “Router” utilizado para ligação da unidade à Internet.

Este “router” permite ainda a comunicação entre as duas unidades de aquisição, um eventual computador portátil e um servidor de vídeo que gere e disponibiliza as imagens captadas por uma câmara de vídeo instalada junto à ponte.

### iv) Controlo da aquisição e tratamento de dados

A aquisição é controlada através de programas específicos desenvolvidos com recurso à plataforma LABVIEW da National Instruments (Arêde *et al.* (2006)). O trabalho conceptual ao nível da informática (sistema hardware e software) necessário à criação da interface de comunicação de dados encontra-se detalhadamente descrito em Noites (2006).

Os dados recolhidos são arquivados e de seguida organizados numa base de dados. O circuito termina com a disponibilização da informação existente nessa base de dados (previamente analisada e eventualmente filtrada) no ambiente globalmente acessível da Internet, no sítio <http://remotelese.fe.up.pt>.

A arquitectura do sistema de monitorização desenvolvido para a nova Ponte de Vila Fria encontra-se ilustrada na Figura 5. 5.

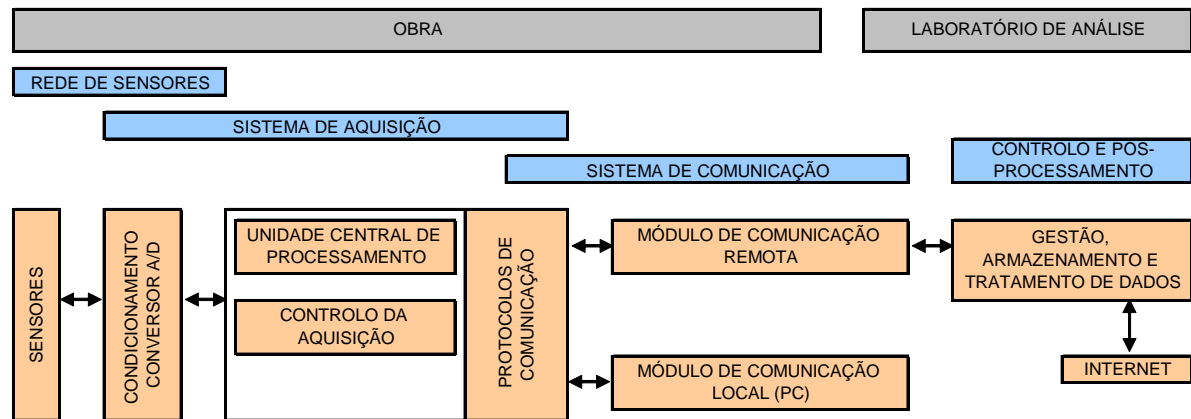


Figura 5. 5 – Esquema do sistema de monitorização da PVF, adaptado de Félix (2005)

## 5.3 - REDE DE SENSORES INSTALADOS NA PONTE DE VILA FRIA

### 5.3.1 - Rede de sensores de Bragg em Fibra Óptica

#### 5.3.1.1 - Introdução

A monitorização de estruturas de engenharia civil tem sido realizada, essencialmente, como meio de controlo do seu processo construtivo, confinando-se geralmente, à confirmação da correcta orientação da estrutura e das suas dimensões.

A filosofia vigente até um passado recente era a de que se a estrutura fosse dimensionada e construída de acordo com os regulamentos, então estaria garantida a sua durabilidade. A realidade tem-se revelado bem diferente, à medida que se toma consciência de que estruturas onde foram realizados elevados investimentos, particularmente pontes, apresentam anomalias estruturais preocupantes, muitas vezes antes do fim da vida útil prevista para as estruturas.

Uma questão que se tem mantido de certa forma marginal tem a ver com a durabilidade das estruturas a longo prazo. Existe a expectativa no meio político, económico e social de que as pontes devam durar "*para sempre*". A consciência de que as pontes devem ser monitorizadas durante toda a sua vida útil parece chegar a um cada vez maior número de pessoas, resultado talvez de algumas tragédias ocorridas por ocasião do colapso de pontes. Chegou-se então à constatação de que provavelmente é vantajoso fazer a monitorização de estruturas.

### 5.3.1.2 - Perspectiva histórica

A descoberta do laser em 1960 determinava o início de uma nova era: o transporte de informação por meio de feixes ópticos. As primeiras experiências tentaram a propagação desses feixes ópticos através da atmosfera, mas a variabilidade deste meio tornava-o um factor limitativo. Com o aparecimento da fibra óptica como meio de transporte de informação foram dados os primeiros passos, embora as perdas de sinal na primeira geração de fibras ópticas tornasse a sua utilização viável apenas para curtas distâncias. A redução do nível de impurezas na sílica (principal material de que é composta a fibra óptica) fez com que as perdas de sinal diminuíssem de um factor superior a 50 em relação às primeiras fibras.

No início da década de 70 estava então disponível uma tecnologia que viria rapidamente a despertar o interesse de uma área com enorme potencial de mercado: o sector das comunicações. As vantagens das comunicações ópticas quando comparadas com outros sistemas tradicionais de transporte de informação, nomeadamente o cobre ou as microondas, são inúmeras. A título de exemplo, refira-se uma maior largura de banda, perdas de transmissão menores, baixo peso, dimensões reduzidas, custo do material significativamente inferior quando comparado com outros sistemas e, especialmente importante, isolamento eléctrico e imunidade a interferências electromagnéticas (Ferreira (1999)). A adicionar a estas, podem-se referir outras características que tornam os sistemas de fibra óptica baseados em redes de Bragg particularmente atractivos, como sejam a sua possibilidade de multiplexagem, ou seja, a possibilidade de incorporar inúmeros sensores ao longo da mesma fibra. O sistema pode ser instalado embebido na estrutura ou acoplado à sua superfície exterior. Pode ser concebido para resistir aos ambientes agressivos que habitualmente existem nos locais de construção das estruturas. Os sensores em si não necessitam de uma fonte de energia e podem ser facilmente ligados a uma única unidade de interrogação um grande número de redes de sensores.

### 5.3.1.3 - Princípio de funcionamento das redes de Bragg

As redes de difracção gravadas em fibra óptica, ou redes de Bragg (FBG), são perturbações periódicas do índice de refracção, ao longo do comprimento da fibra, formadas através da exposição do núcleo da fibra a um padrão óptico intenso André (2002).

A Figura 5. 6 ilustra o funcionamento de uma rede de difracção de Bragg em fibra óptica.

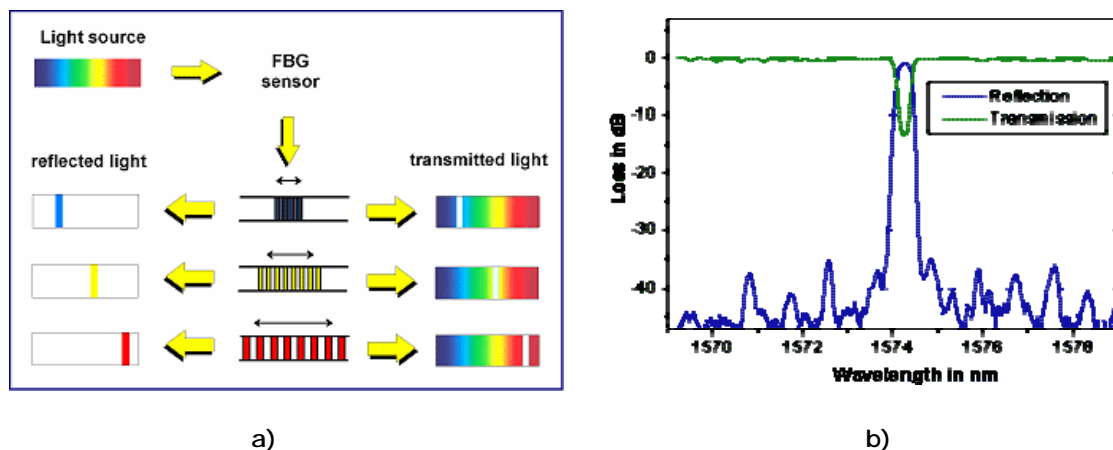


Figura 5. 6 (a) e (b) – Funcionamento de uma rede de difracção de Bragg em fibra óptica AOS (2004)

O princípio operativo destas redes de Bragg baseia-se na injeccção de um campo óptico sobre esta rede de difracção. Dependendo do tipo de modulação introduzida, a rede de Bragg vai funcionar como um espelho selectivo em comprimento de onda, ou seja, irá permitir a passagem da luz induzida em todo o seu espectro, excepto em determinado comprimento de onda. O comprimento de onda que verifica esta condição de ressonância, definida como a condição de Bragg, designa-se por comprimento de onda de Bragg ( $\lambda_B$ ), ou por comprimento de onda de ressonância. Este comprimento de onda  $\lambda_B$  do espectro em reflexão, relaciona-se com o índice efectivo do modo guiado  $n_{eff}$  e com o período de modulação da rede de Bragg  $\Lambda$  de acordo com equação (5. 1):

$$\lambda_B = 2 \cdot n_{eff} \cdot \Lambda \quad (5. 1)$$

Estas grandezas ( $n_{eff}$ ,  $\Lambda$ ) são características da fibra óptica e da rede de difracção de Bragg, respectivamente. Sempre que uma grandeza física (temperatura, deformação, pressão) origina variações num destes parâmetros, o comprimento de onda de Bragg  $\lambda_B$  virá afectado de um determinado valor  $\Delta\lambda$ . Medindo a variação ocorrida no comprimento de onda reflectido, torna-se então possível utilizar o FBG ou rede de difracção de Bragg como sensor.

A variação do comprimento de onda de Bragg devido às variações de temperatura,  $\Delta T$ , ou deformações mecânicas,  $\Delta\epsilon$ , pode ser descrita pela relação (5. 2):

$$\Delta\lambda_B = 2 \cdot \left( \Lambda \frac{\partial n_{eff}}{\partial \epsilon} + n_{eff} \frac{\partial \Lambda}{\partial \epsilon} \right) \cdot \Delta\epsilon + 2 \cdot \left( \Lambda \frac{\partial n_{eff}}{\partial T} + n_{eff} \frac{\partial \Lambda}{\partial T} \right) \cdot \Delta T \quad (5. 2)$$

O primeiro termo traduz o efeito da variação da periodicidade ( $\Lambda$ ) e a alteração do índice de refração ( $n_{eff}$ ), induzida pela deformação. De igual forma, o segundo termo representa o efeito de ( $\Lambda$ ) e de ( $n_{eff}$ ), induzida pela variação de temperatura na fibra.

Para aplicações correntes em que se pretende monitorizar a extensão e a temperatura de determinada estrutura, a expressão (5. 2) pode ser reescrita na forma simplificada (5. 3):

$$\Delta\lambda_B = 2 \cdot \alpha \cdot \Delta\varepsilon + 2 \cdot \beta \cdot \Delta T \quad (5. 3)$$

em que as constantes  $\alpha$  e  $\beta$  são conhecidos *à priori* e dependem apenas das características da fibra óptica utilizada.

#### **5.3.1.4 - Vantagens/desvantagens da utilização de sensores de fibra óptica com base nas redes de difracção de Bragg**

Os sensores de Bragg em fibra óptica têm sido utilizados e a sua eficácia tem sido comprovada na monitorização de diversas grandezas físicas. Aceleração, força ou ultrassons são grandezas convertíveis em deformação da fibra óptica que contém o elemento sensor de Bragg, funcionando estes como transdutores.

No entanto, e para a área em questão da monitorização de estruturas de engenharia civil, os sensores de Bragg em fibra óptica têm-se revelado particularmente interessantes quando comparados com os sensores tradicionais de transmissão de dados por corrente eléctrica.

As principais vantagens que lhes são reconhecidas são as seguintes:

- insensibilidade aos campos electromagnéticos que lhes permite operar em condições adversas como por exemplo durante tempestades;
- tempos de vida muitas vezes semelhantes aos da própria estrutura;
- sensores que poderão ser de reduzidas dimensões;
- resistência à corrosão originada pelo meio ambiente;
- reduzida perda de sinal e facilidade de multiplexagem.

Esta última característica é particularmente atractiva pois, pelo facto de a fibra funcionar simultaneamente como meio de comunicação e como sensor, permite que ao longo duma mesma fibra possam ser incorporados um número elevado de sensores em série, bastando para isso definir para cada sensor períodos de modulação distintos.

No entanto, persistem também na condução da luz através de fibra óptica alguns aspectos menos conseguidos, nomeadamente em relação a:

- dispersão – duas grandes contrariedades que acompanham desde sempre a condução de luz através de uma fibra foram a atenuação e a dispersão, que estão directamente



ligados à questão de saber “*até onde*” e “*que quantidade de luz*” é possível transmitir através de determinada fibra. Se em relação ao primeiro aspecto, os desenvolvimentos tecnológicos permitiram ultrapassar este problema, em relação ao fenómeno da dispersão não estão ainda ultrapassados, embora esta contrariedade apenas tenha implicações práticas em casos muito pontuais (Goff (2005)).

- sensibilidade simultânea à temperatura e à extensão – fenómeno que pode ser corrigido mediante a utilização de sensores de compensação;
- transferência de extensões entre a estrutura e o sensor – apesar de este problema não ser exclusivo dos sensores em fibra óptica, torna-se por vezes muito complicado garantir que as extensões experimentadas pela estrutura são integralmente transferidas para o sensor e, por outro lado, pode a medição estar a ser “falseada” pela ocorrência de fenómenos de relaxação de entre a cola utilizada para fixar o sensor e a estrutura (MacPherson *et al.* (2006)).
- investimento inicial – actualmente, a implementação de um sistema completo de monitorização em fibra óptica (*hardware, software, apoio técnico*), pode representar um custo bastante elevado quando comparado com sistema análogos baseados em redes eléctricas, com uma forte probabilidade do sistema se tornar rapidamente obsoleto, devido ao grande desenvolvimento registado por esta tecnologia nos últimos anos.

#### 5.3.1.5 - Sensores adoptados para a monitorização da Ponte de Vila Fria

Os sensores ópticos instalados na Ponte de Vila Fria têm como objectivo a medição de deslocamentos, extensões e temperaturas. Para tal, foram utilizados diferentes tipos de sensores de fibra óptica, nomeadamente: Transdutores de deslocamento, designados de “Linear Position and Displacement Transducers (LPDT)”; extensómetros longos, designados de “Long Gauges (LG)”; extensómetros de compósitos, ou “Composit Strain Gauges (CSG)” e sensores de temperatura designados por “Temperature (T)”.

Os sensores ópticos utilizados são todos baseados em redes de Bragg. No total, foram instalados na ponte oitenta e cinco sensores de fibra óptica.

Da Figura 5. 7 à Figura 5. 10 ilustram-se as fichas de identificação e posicionamento para cada tipo de sensor.

Foto:



Descrição:

- 1: LG\_1
- 2: LG\_2
- 3: LG\_3
- 4: LG\_4



Long Gauge (LG)

Legenda:

LG\_1  
→ nº do sensor

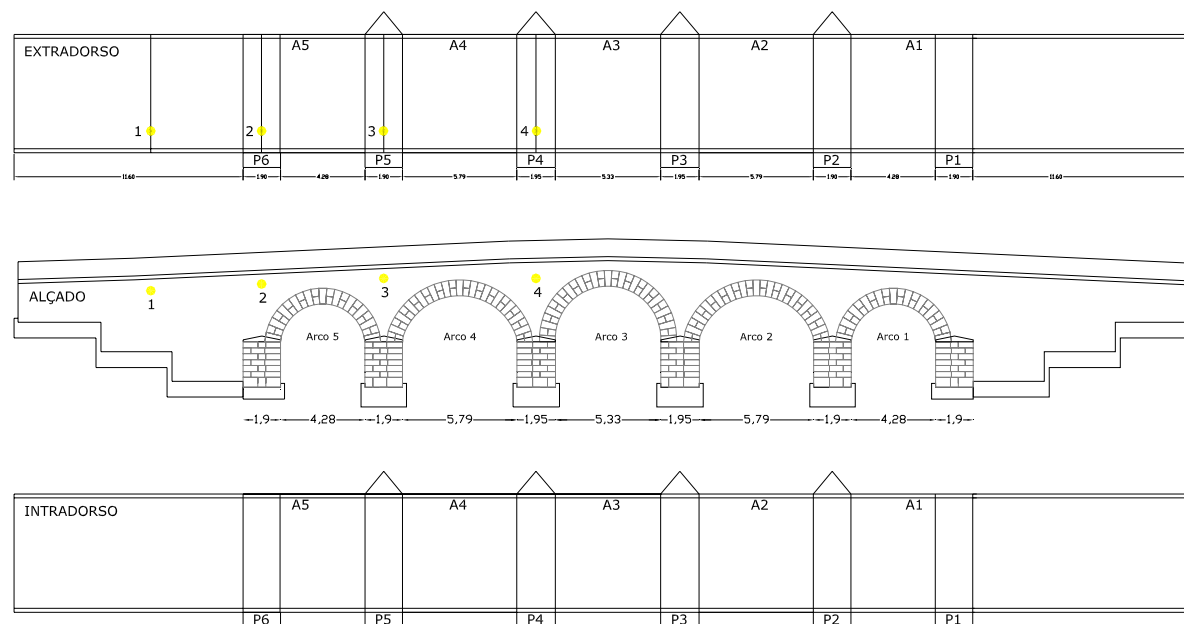


Figura 5. 7 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Long Gauge (LG)

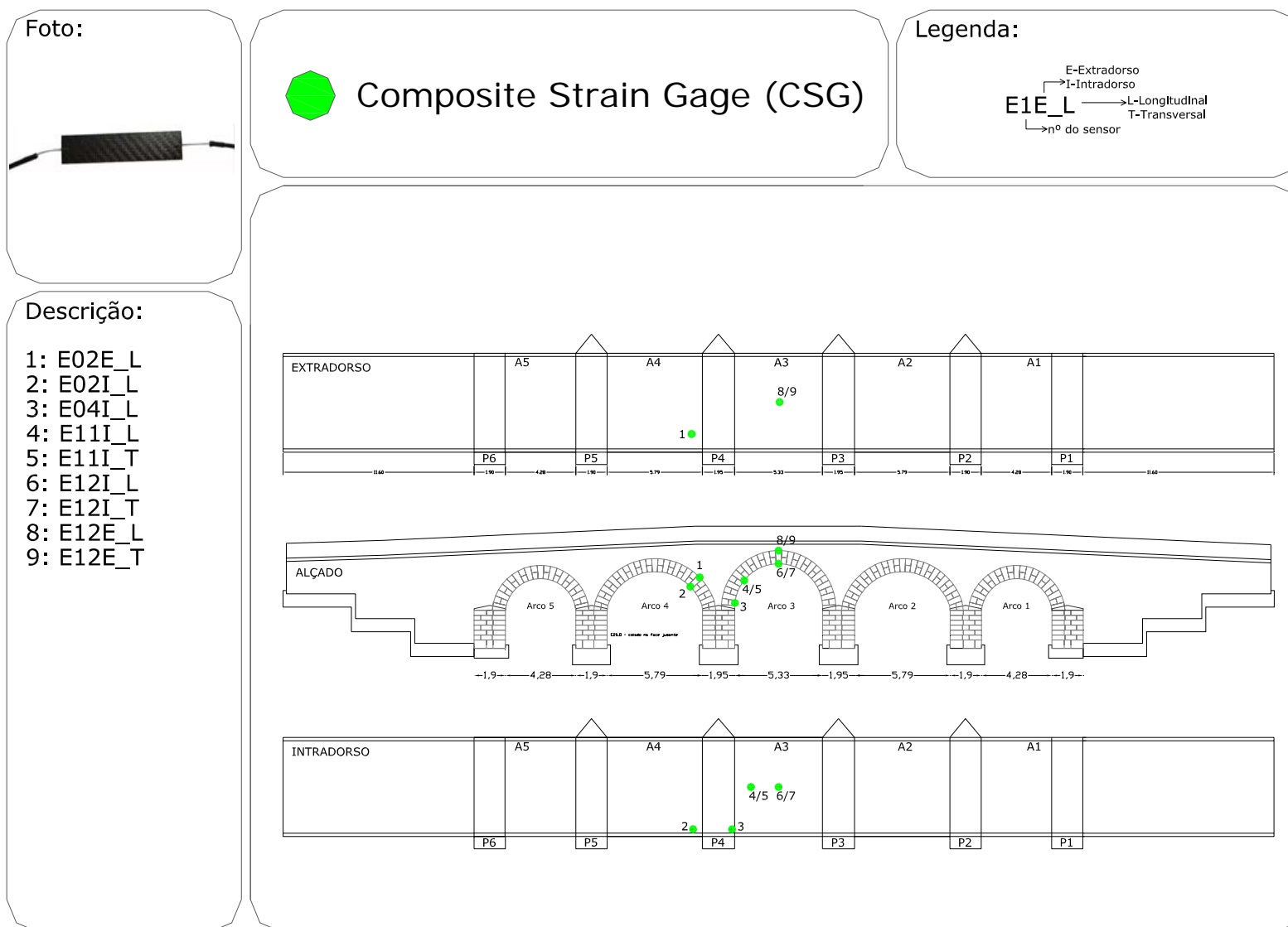
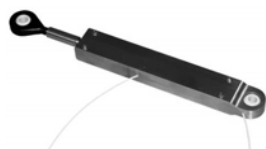


Figura 5. 8 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Composit Strain Gauge (CSG)

Foto:



Descrição:

- 1: D1-3
- 2: D4-6
- 3: D7-9
- 4: D10-12
- 5: D13-15
- 6: D16-18
- 7: D19-21
- 8: D22-24
- 9: D25-27
- 10: D31-33
- 11: D40-42
- 12: D46
- 13: D47
- 14: D48
- 15: D49
- 16: D50
- 17: D51
- 18: D52
- 19: D53
- 20: D54
- 21: D55
- 22: D56



Linear Position Displacement Transducer (LPDT)

Legenda:

D1-3  
 ↳ conjunto dos sensores 1, 2 e 3  
 ↳ nº do sensor

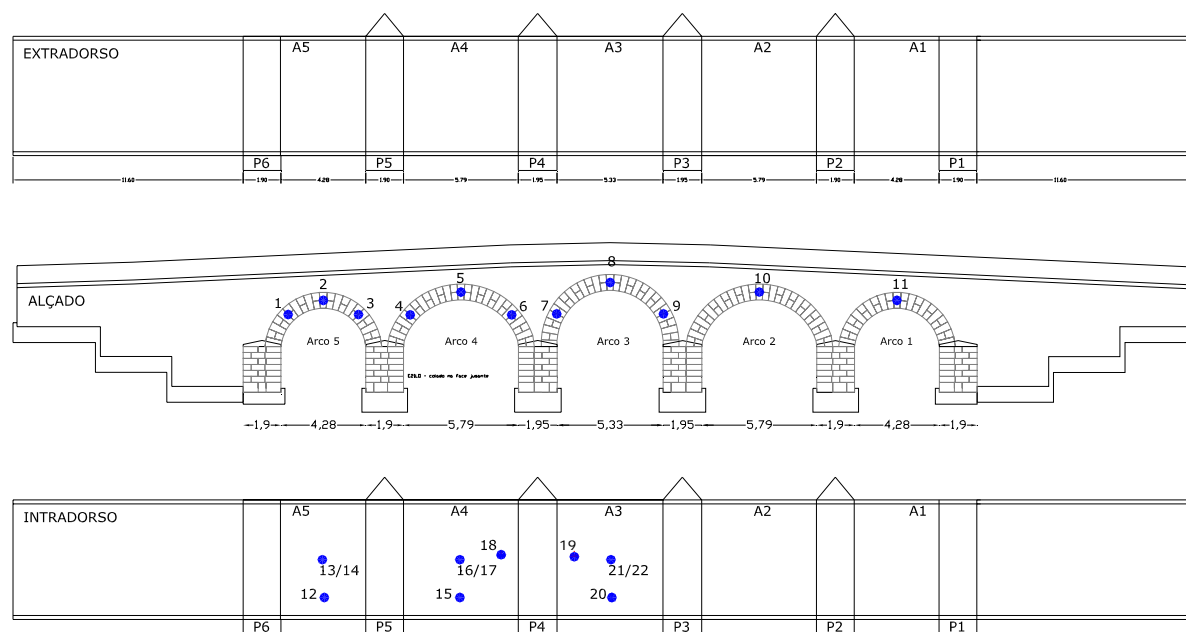


Figura 5. 9 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Linear Position Displacement Transducer (LPDT)

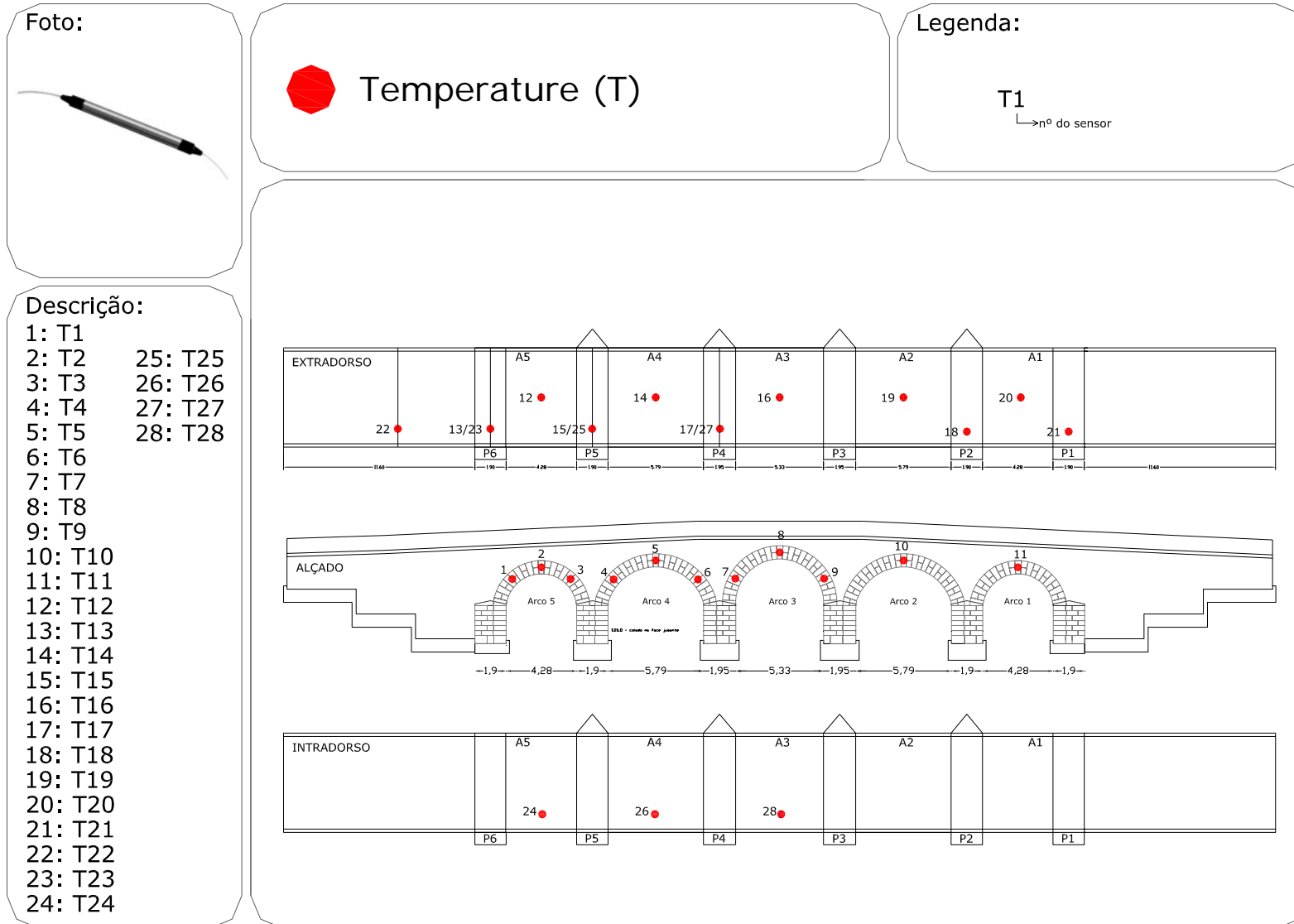
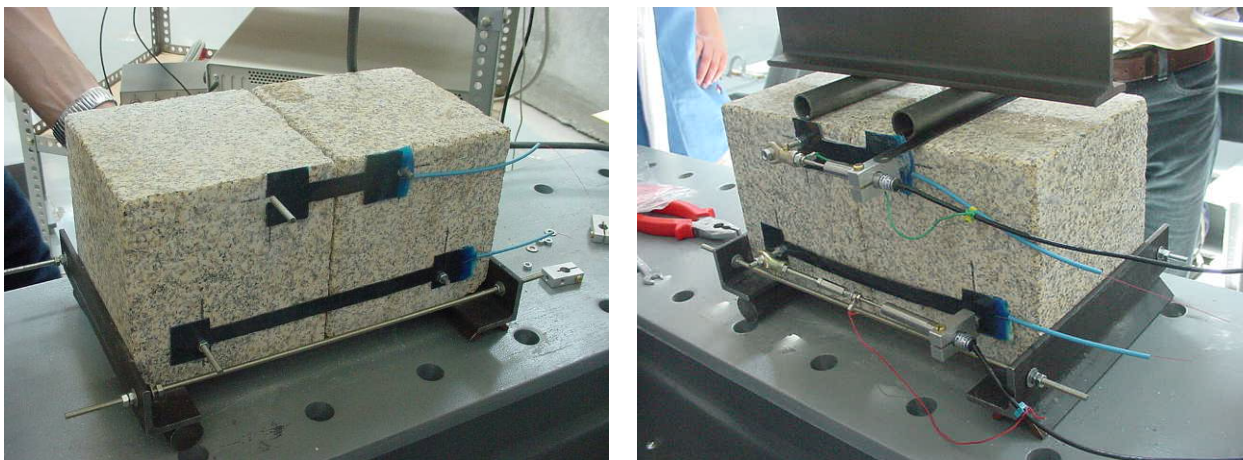


Figura 5. 10 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Temperature (T)

Nos parágrafos seguintes inclui-se uma descrição sumária dos aspectos essenciais dos quatro tipos de sensores.

***i) Transdutor de deslocamento (medição da abertura/fecho de junta)***

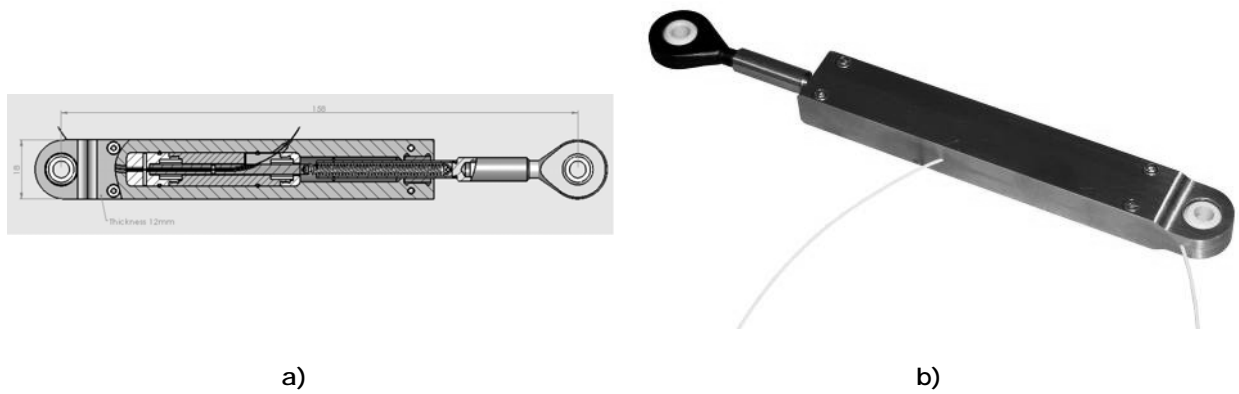
Ainda numa fase considerada como de "estudo prévio", foi realizado um ensaio preliminar com dois sensores de fibra óptica baseados em redes de Bragg, em que os sensores se encontram posicionados à superfície da pedra, embebidos numa matriz polimérica fixa nas extremidades e livre de se deformar ao longo do seu comprimento. Estes sensores foram aplicados em paralelo com transdutores clássicos de deslocamento do tipo LVDT's, conforme se observa na Figura 5. 11.



**Figura 5. 11 – Esquema de ensaio para calibração de sensor FBG**

Os resultados permitiram concluir da necessidade de desenvolver um sensor específico para esta aplicação, pois a matriz polimérica introduziu um factor adicional de rigidez na junta, interferindo no seu comportamento estrutural, para além de problemas de instabilidade na base polimérica quando submetida a deformações de encurtamento.

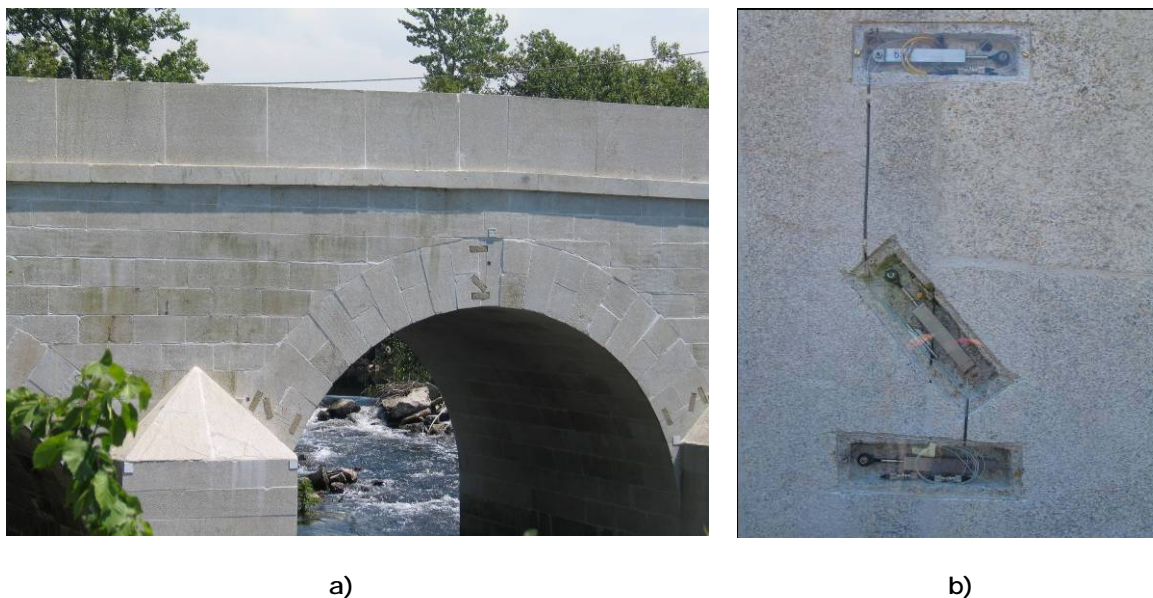
Depois desta primeira experiência, foi desenvolvido pela Unidade de Optoelectrónica e Sistemas Electrónicos do INESC Porto um protótipo de um sensor de fibra óptica baseado em redes de difracção de Bragg capaz de medir a abertura e/ou fecho de junta entre pedras contíguas de zonas criteriosamente escolhidas dos arcos. Procurou-se assim corrigir a interferência com a junta verificada no caso da versão com matriz polimérica e simultaneamente dotar o sensor de um encapsulamento robusto para poder resistir ao ambiente hostil a que irá estar sujeito na Ponte de Vila Fria. O protótipo desenvolvido apresenta-se nas Figura 5. 12 seguinte.



**Figura 5. 12 – Sensor de deslocamento: Esquema (a) e materialização do protótipo (b)**

A abertura e fecho de juntas entre alguns blocos são assim monitorizados por LPDT's. Cada arco foi preparado, na sua face jusante, com conjuntos de três rasgos com a configuração em "Z", unidos entre eles por caminhos onde passa a fibra (Figura 5. 13).

A cada "Z" está associado um sensor de temperatura para se proceder às compensações necessárias devido aos efeitos da sua variação. Existem também conjuntos de sensores em juntas do intradorso do arco, onde eventualmente poderão ocorrer maiores deslocamentos, nas direcções longitudinal e transversal à ponte. Cada arco monitorizado tem, no seu intradorso, um sensor de temperatura para os efeitos atrás descritos.



**Figura 5. 13 – Configuração em "Z" para LPDT's na face do arco. a) geral e b) pormenor**

No total foram instalados na Ponte Vila Fria onze secções em "Z", portanto incluindo 33 LPDT's e também onze sensores do mesmo tipo no intradorso distribuídos por três arcos.

*ii) Extensómetros Longos (para medição da variação de distância relativa entre muros tímpano)*

Com o desenvolvimento deste sensor pretendeu-se avaliar eventuais afastamentos relativos entre muros tímpano opostos por acção dos impulsos que sobre eles actuam, quer resultantes do material de enchimento quer devidos a quaisquer outras acções variáveis actuantes sobre o tabuleiro. Os muros tímpano montante e jusante foram unidos entre si por um fio de Invar levemente tensionado, ao qual foi colada uma fibra óptica onde foi gravada uma rede de Bragg destinada a medir a deformação do fio. O esquema e fotografia deste sensor encontram-se ilustrados nas Figura 5. 14 e Figura 5. 15.

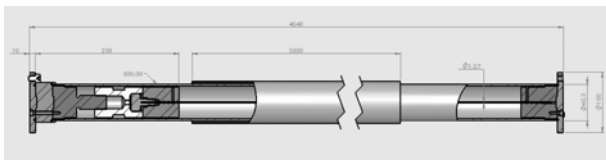


Figura 5. 14 – Esquema do protótipo do extensômetro longo em FBG



**Figura 5. 15 – Amarração de um sensor Long Gauge a um muro tímpano.**

Conhecendo o comprimento do fio de Invar a determinação do seu deslocamento relativo resulta imediata e dada pelo produto da extensão medida por aquele comprimento. A sensibilidade deste sensor à temperatura é corrigida pela presença de um sensor de temperatura posicionado próximo e em série com o primeiro.

Na ponte de Vila Fria estão instalados quatro destes sensores. Três sobre pilares e um no encontro da margem direita.

iii) Extensômetro de compósito (para caracterização do estado de deformação/tensão em pedras dos arcos)

O sensor de Bragg em fibra óptica utilizado para medição do estado de extensão em determinadas pedras dos arcos é constituído por uma matriz de base polimérica sobre a qual se encontra solidarizada uma fibra óptica. Este conjunto é depois colado a uma superfície regularizada e polida de pedra onde se pretende realizar a medição.





Figura 5. 16 – Sensor em FBG para medição local de extensões



Figura 5. 17 – Sensor utilizado na PVF para medição local de extensões

A colocação destes sensores nos arcos destinou-se a complementar a instalação de extensómetros eléctricos convencionais. Na realidade, estes sensores não estavam previstos no plano inicial de instrumentação da ponte, mas a possibilidade de os utilizar veio sobretudo minimizar a taxa de insucesso relativamente aos extensómetros eléctricos de resistência que já tinham sido instalados e que sofreram danos durante o decorrer da obra.

#### *iv) Sensores de temperatura*

Em complemento da restante instrumentação óptica, foram introduzidos em diversas localizações da ponte, um conjunto de sensores de temperatura (Figura 5. 18), de forma a obter uma caracterização o mais realista possível dos gradientes térmicos ao longo da ponte. Estes valores devem então ser utilizados sobre as restantes medições realizadas, a fim de distinguir a contribuição do efeito da temperatura na medição obtida.



Figura 5. 18 – Sensor de temperatura.

No total estão instalados vinte e quatro sensores de temperatura na ponte, quatro em paralelo com os LG's, catorze com os LPDT's e os restantes dez ao longo dos tubos de óleo de sensores de nível que adiante serão referidos. Estes últimos sensores são do tipo eléctricos e piezoresistivos, mas o controle de temperaturas é realizado com sensores de Bragg. Os pontos em que a temperatura é controlada foram escolhidos de forma a serem os mais

centrais e representativos; estão organizados aos pares, encontrando-se um dos sensores junto à caixa dos sensores e o outro agarrado ao tubo de óleo do sensor correspondente ao eixo da ponte no coroamento de cada um dos arcos.

### 5.3.1.6 - Características técnicas dos sensores de base óptica instalados

Em relação às características técnicas comuns aos sensores baseados nas redes de Bragg em fibra óptica, pode referir-se a sua alta sensibilidade, o facto de serem sensores auto-referenciados, de possuírem uma fiabilidade bastante elevada por períodos muito longos de monitorização e de serem imunes a campos electromagnéticos.

Para uma consulta mais detalhada, encontra-se nos anexos 5.1 a 5.4 os documentos da *FiberSensing*, empresa responsável pela produção e instalação deste tipo de sensores, com as especificações técnicas dos mesmos.

### 5.3.1.7 - Calibração dos sensores utilizados

#### *i) Transdutores de Deslocamento*

#### *Calibração da resposta em deslocamento*

A calibração dos LPDT's foi realizada nas instalações da *FiberSensing* com recurso a uma carruagem automatizada e controlada com recurso a software desenvolvido para o efeito na plataforma "LabView" usando uma unidade de interrogação "BraggMeter".

Foram efectuados deslocamentos incrementais de 0,5 em 0,5 mm numa amplitude de 200 mm. A título de exemplo, ilustra-se na Figura 5. 19 os resultados detalhados para um dos sensores (D1) utilizado na ponte.

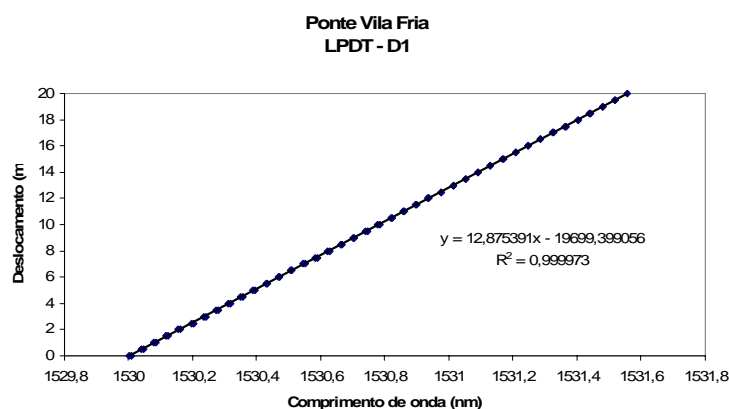


Figura 5. 19 – Calibração do sensor de deslocamento (Ferreira *et al.* (2006))

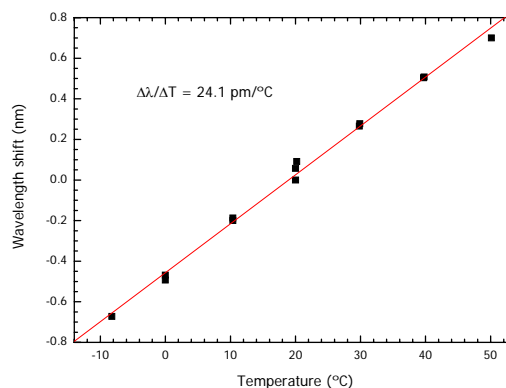
Em média, a sensibilidade dos sensores de deslocamento desenvolvidos, é de 13.14 nm/mm\* e o seu comportamento apresentou-se linear e com histerese desprezável.

Durante o processo de calibração, os sensores que não apresentavam o comportamento desejável foram sendo rejeitados e substituídos por sensores elaborados de novo.

As equações de calibração que se programaram na unidade *BraggMeter* referem-se não ao zero de calibração, mas sim ao instante em que se considera que as medições começaram a ser elaboradas, isto é, após à implementação da rede completa. O dia referenciado como "zero" foi o dia 2006.02.13.

### ***Calibração face ao efeito da Temperatura***

A calibração à temperatura foi efectuada numa câmara de ciclos térmicos sujeitando o sensor a patamares de temperatura, estando este amarrado a uma peça de Invar. Desta forma, em virtude da reduzida sensibilidade térmica do material Invar, consegue-se garantir que o sensor não tem variações de abertura devidas à dilatação do material de suporte. Na Figura 5. 20 apresenta-se o gráfico de resposta do sensor face a variações de temperatura entre -10° e 50°C.



**Figura 5. 20 – Calibração do sensor de deslocamento à temperatura (Ferreira *et al.* (2006))**

Pode-se então concluir que, com a correcção a efectuar em cada um dos sensores, se obtém a seguinte fórmula de cálculo do deslocamento (5. 4),

$$\Delta L = \alpha \Delta \lambda_{corr} = \alpha (\Delta \lambda - \beta \Delta T) = \alpha \Delta \lambda - \alpha \beta \Delta T \quad (5. 4)$$

sendo  $\alpha$  a sensibilidade do sensor à deformação e  $\beta$  a sua sensibilidade à temperatura.

---

\* 1 nm = 10<sup>-9</sup> m

## ii) Extensómetros longos

### Calibração da resposta em Deslocamento

Os *Long Gauges* foram testados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto (FEUP).

A calibração levada a cabo consistiu na amarração de um cabo de aço com aproximadamente 4m de comprimento entre duas “paredes”. De um dos lados, o cabo foi amarrado à base de um pilar existente no LESE. A outra extremidade ficou presa a dois grandes blocos de granito. As deformações no cabo foram obtidas pelo aperto de um esticador.

Após a realização de algumas tentativas de ensaio com pequenas alterações entre os vários esquemas de montagem, foi possível chegar ao resultado representado graficamente pela Figura 5. 21, no qual se pode observar uma correlação muito boa entre o FBG e o LVDT.

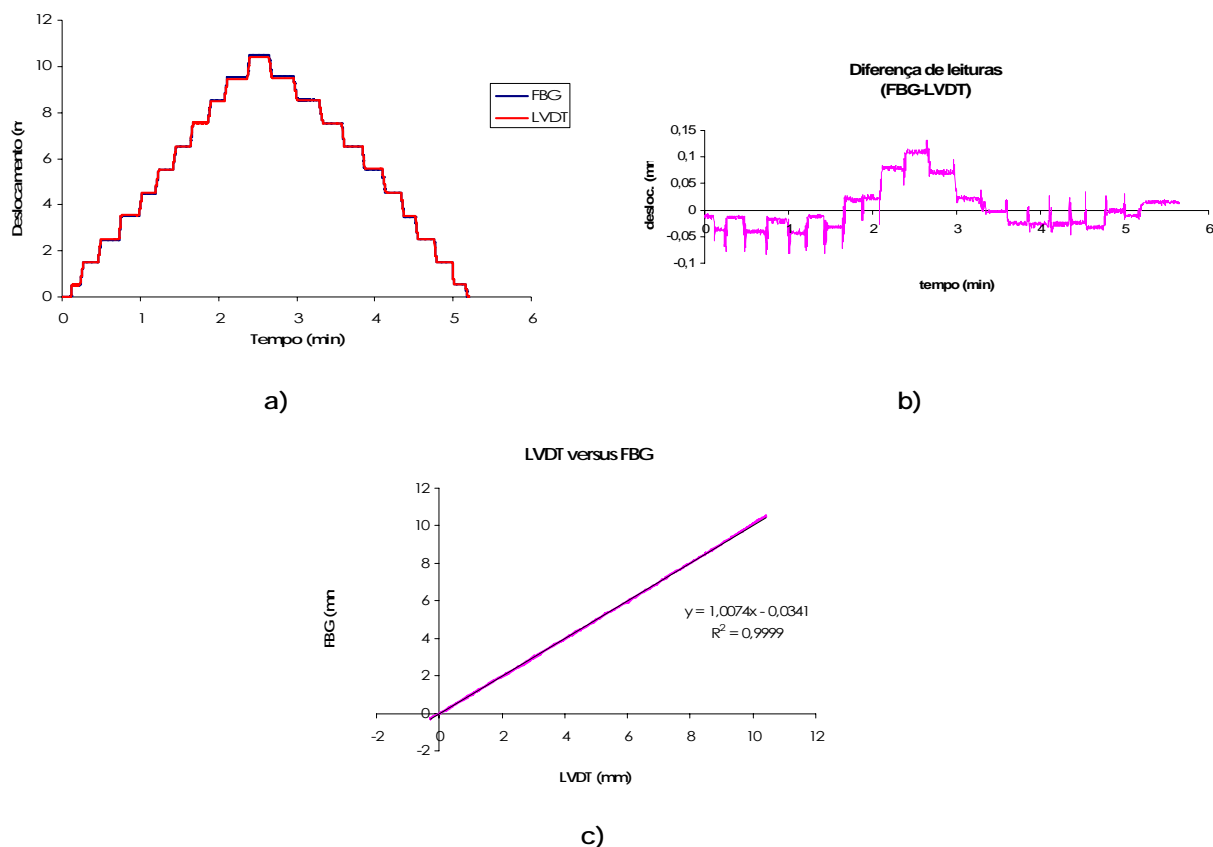


Figura 5. 21 – Calibração do LG por comparação com LVDT

Da análise dos gráficos anteriores, podem retirar-se as seguintes conclusões:

- i) Os valores mantêm-se constantes em cada patamar para ambos os sensores;

ii) Os deslocamentos medidos com FBG e com LVDT apresentam uma correlação muito boa entre eles, podendo ser observado no gráfico da direita que a máxima diferença entre a resposta dos dois sensores foi de cerca de 0,1 mm para uma leitura de aproximadamente 10,4 mm. Se admitirmos que o valor real será a média das duas medições, obtém-se uma percentagem de erro máximo destes sensores em relação ao campo de leitura máximo de

$$erro = \frac{0,1}{10,4} = 0,0096 \cong 1\%$$

estando este valor claramente dentro da tolerância admissível para as medições que se pretendem realizar na ponte.

As constantes características da fibra óptica foram determinadas no âmbito de uma outra aplicação que a *FiberSensing* realizou na Ponte Luiz I, no Porto, e podem ser consultadas em Ferreira *et al.* (2004).

Assim sendo, a equação de calibração a usar nos sensores ópticos da PVF e que relaciona teoricamente a deformação da rede de Bragg  $\varepsilon$  com a alteração do comprimento de onda reflectido  $\Delta\lambda$ , é representada através da equação (5. 5) seguinte:

$$\varepsilon = \frac{1000}{1.2} \Delta\lambda \quad (5. 5)$$

O cálculo do deslocamento pode então ser efectuado utilizando a expressão (5. 6).

$$\Delta L = \varepsilon L = \frac{1000}{1.2} \Delta\lambda L \quad [mm] \quad (5. 6)$$

Sendo o comprimento de onda do "zero" (referência para o cálculo do  $\Delta L$ ) considerado o registado no dia 13.02.2006.

O comprimento do fio de invar (L) não foi medido aquando da instalação uma vez que este foi cortado no local de forma a ficar bem esticado. A medição foi efectuada após a conclusão da ponte fazendo-se três medições para cada sensor, entre as guardas da ponte (D). Sendo conhecidas as dimensões dos muro-tímpano e as das peças de amarração do fio, foi possível calcular o comprimento do fio (Figura 5. 22).

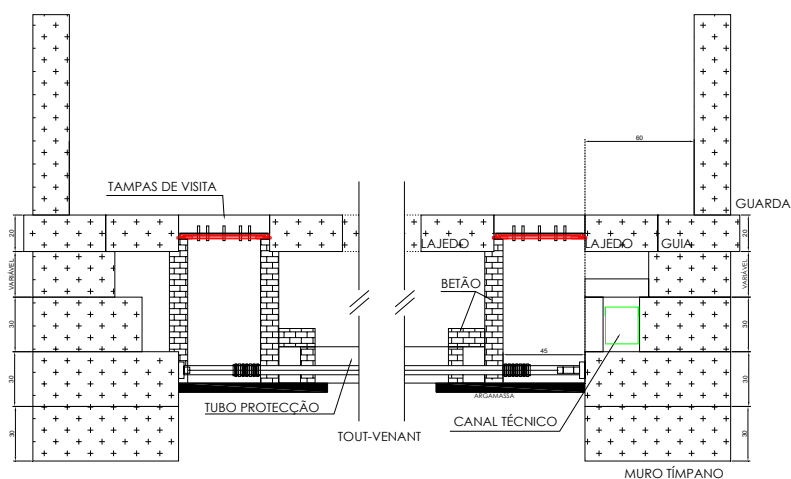


Figura 5. 22 – Corte esquemático relativo à instalação dos Long Gauge (LG).

Os comprimentos assim obtidos para os vários sensores LG encontram-se no Quadro 5. 1

Quadro 5. 1 – Comprimento dos sensores LG instalados na Ponte de Vila Fria

Sensor	D	Dméd	L
D61	5,615	5,62	4,718
	5,625		
	5,62		
D62	5,62	5,623	4,721
	5,625		
	5,625		
D63	5,64	5,64	4,738
	5,64		
	5,64		
D64	5,165	5,617	4,714
	5,62		
	5,615		

### *Calibração face ao efeito da Temperatura*

A compensação de temperatura a realizar nestes sensores é a teórica para uma rede de Bragg uma vez que estes sensores são constituídos basicamente pela fibra sem qualquer transdutor e que o fio de Invar sobre o qual está colada a fibra apresenta deformação térmica desprezável.

O deslocamento pode ser calculado tendo em conta os efeitos da temperatura na medição pela seguinte expressão (5. 7):

$$\Delta L = \varepsilon_{corr} L = \left( \frac{1000}{1.2} \Delta \lambda - \frac{1}{166} \Delta T \right) \cdot L \quad (5. 7)$$

### ***iii) Extensómetros ópticos de compósito***

#### ***Calibração da resposta em Deformação***

Os testes para os Composit Strain Gauges foram realizados no âmbito da sua aplicação para outra obra, a Ponte Luíz I.

Tal como referido no ponto ii) aquando da calibração da resposta em deslocamento para os extensómetros longos, também para este tipo de sensor a equação de calibração a usar é a que relaciona teoricamente a deformação da rede de Bragg com a alteração de comprimento de onda reflectido (5. 5).

Sendo novamente o comprimento de onda do “zero” (referência para o cálculo do  $\Delta\lambda$ ) considerado o registado no dia 13.02.2006. Por ter tido uma instalação mais tardia, o sensor de compósito de referência não tem o seu “zero” no dia atrás mencionado, mas sim na altura da sua instalação (2006.06.02).

#### ***Temperatura***

Tal como nos Long Gauges, a compensação de temperatura é a teórica, ficando a equação (5. 8) de cálculo de deformações a seguinte:

$$\varepsilon = \frac{1000}{1.2} \cdot \Delta\lambda - \frac{1}{166} \cdot \Delta T \quad (5. 8)$$

#### ***iv) Calibração dos sensores de temperatura***

A sensibilidade média destes sensores de temperatura é de 29,4 pm/°C, tendo sido determinada pelo registo da variação de temperatura *versus* variação de comprimento de onda.

O comprimento de onda de referência para cada um dos sensores foi determinado para os 0°C.

A equação (5. 9) de calibração a utilizar nos sensores de temperatura é então:

$$T = 34,7 * (\lambda - \lambda_{0^{\circ}C}) \quad [^{\circ}C], \quad (5. 9)$$

sendo  $\lambda$  o comprimento de onda registado a cada instante e  $\lambda_{0^{\circ}C}$  o comprimento de onda registado para zero graus centígrados.

### 5.3.1.8 - Aplicação "in situ"

#### *i) Transdutores de deslocamento*

A instalação dos sensores compreendem a fixação do sensor à estrutura, associado a um conjunto de cabos de ligação que irão transmitir o sinal até ao sistema de aquisição instalado na cabine técnica. Antes da fixação dos sensores, foi realizada a passagem dos cabos em fibra óptica pelos tubos de PVC que se encontravam já fixos no extradorso dos arcos desde as "caixas" até à calha técnica. Numa fase posterior, foram então realizadas as uniões destes cabos de ligação aos sensores numa extremidade e ao canal técnico na outra. Finalmente, toda a cablagem é reunida na canal técnico e conduzida até à unidade de medição.



Figura 5. 23 – "Caixa" para LPDT



Figura 5. 24 – Instalação de LPDT

Cada cavidade esculpida na zona de ligação entre diferentes pedras (adiante designada de "caixa" (Figura 5. 23)) foi preparada com dois pinos encastrados na pedra, para fixação das rótulas dos sensores. As uniões ficaram também guardadas dentro destas cavidades. As caixas foram protegidas por tampas de acrílico revestidas a pó de pedra. As maiores dificuldades relacionadas com a instalação destes sensores prenderam-se com as acessibilidades e com a acomodação das uniões nas caixas verticais. Os sensores de temperatura ficaram sempre instalados na caixa do meio do "Z". Outra questão prendeu-se com o facto de as dimensões das caixas serem reduzidas tendo obrigado a extremos cuidados no manuseamento e acondicionamento das fibras sobranes, principalmente nos sensores do intradorso do arco, uma vez que estão voltados para baixo.

#### *ii) Extensómetros longos*

A preparação da instalação destes sensores, uma vez que ficam enterrados, teve de ser efectuada numa fase da obra ainda não concluída. Os sensores consistem em duas



cabeças de amarração que são fixadas aos muros de tímpano por intermédio de três buchas, ao nível da primeira pedra de 80 cm do muro. Uma vez que estes sensores atravessam a ponte de um lado ao outro por entre o material de enchimento, tornou-se necessária a sua protecção (Figura 5. 25). Esta foi efectuada por intermédio de um tubo de aço inox, dentro do qual fica esticado o fio de ínvar onde se materializa a medição das deformações. Para não haver deformações excessivas no tubo de inox, este foi ainda protegido por um tubo de ferro fundido que se estende entre as duas caixas de visita existentes nas extremidades junto aos paramentos.



**Figura 5. 25 – Sensor Longo. a) Protecção do Long Gauge e b) Fio de ínvar ao qual foi acoplado o sensor óptico.**

Durante a instalação de toda esta protecção não se verificaram problemas de maior. Havendo sido já efectuado parte do enchimento com tout-venant tornou-se necessária a abertura de pequenas valas para que o alinhamento desejado fosse respeitado.

A colocação do fio de ínvar foi efectuada numa fase em que os trabalhos de construção já estavam quase completos. O acesso às duas extremidades do tubo de inox é conseguido através de caixas de visita executadas para o efeito. O fio de ínvar foi transportado para obra já preparado com a fibra óptica, o que obrigou ao seu manuseamento de forma cuidada. Durante a sua instalação, os problemas que foram surgindo relacionaram-se basicamente com o facto de em obra ser muito complicada a limpeza, e o controle e cuidado com que cada uma das componentes já instaladas é manuseada.

### ***iii) Extensómetros ópticos de compósito***

Por motivos de acessibilidade, dois destes sensores foram instalados numa fase em que a obra ainda estava em grande ritmo. Correspondem aos dois extensómetros que fazem o

controle de extensões no topo do arco do meio pelo seu extradorso, nas direcções longitudinal e transversal. Como tal, tinham de estar colocados antes do aterro e execução do pavimento. Os passos usados na colagem foram os seguintes:

- Remoção da resina *epoxi* existente sobre o material base, por ter havido anteriormente extensómetros eléctricos aí colocados;
- Secagem da superfície com um ventilador de ar quente;
- Lixagem da superfície;
- Limpeza da superfície com álcool até não haver poeiras na área a colar;
- Colagem do sensor à superfície com *epoxi*;
- Protecção ambiental e mecânica utilizando M-Coat F da *Micro-Measurements*;
- Selagem final com “cola e veda”;
- Recobrimento com argamassa fina.

Os restantes CSG's foram colocados já com a obra finalizada. Quatro deles colocados como par de sensores (Figura 5. 26) – um longitudinal e um transversal – e os restantes três apenas com uma direcção. Os dois pares foram colocados no intradorso do arco central, tendo sido preparado um rasgo com sensivelmente 15x20 cm para a sua instalação, com a passagem das fibras até ao canal técnico efectuada por um tubo previamente colocado e atravessando toda a espessura do arco e do enchimento.

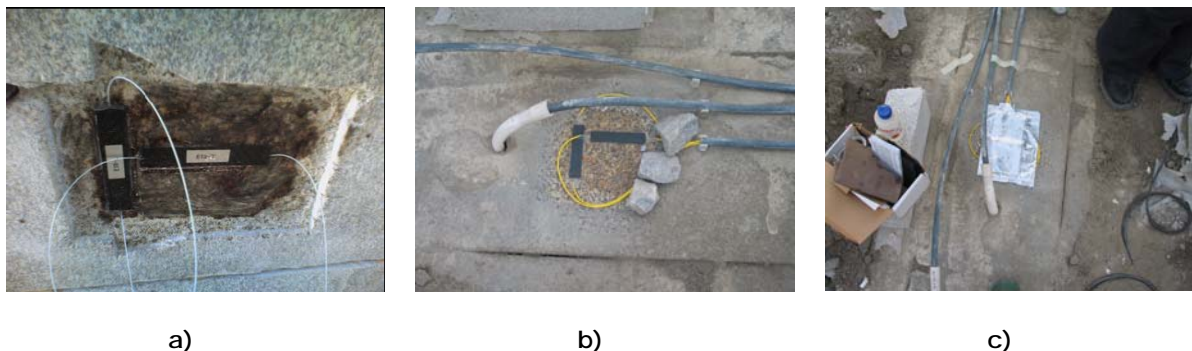


Figura 5. 26 – Par de CSG's. a) e b) Instalação c) Protecção

#### *iv) Sensor de temperatura*

A instalação de um conjunto bastante alargado de sensores (28 sensores ópticos de temperatura), de acordo com a localização apresentada na Figura 5. 10, foi projectada de forma a ser possível captar o gradiente térmico nas imediações de qualquer sensor. Os sensores vão sendo acoplados com a restante cablagem eléctrica e em paralelo com o circuito dos sensores de nível (por inclusão dos sensores nos tubos de união dos sensores de nível aos reservatórios respectivos); outras situações existem em que estes sensores de

temperatura são interpostos no circuito óptico em série com os demais LPDT's, como no caso dos "Z's" instalados nas caixas ao longo dos arcos.



Figura 5. 27 – Instalação de sensor de temperatura na PVF

### 5.3.2 - Extensómetros eléctricos de resistência

#### 5.3.2.1 - Introdução

O controle de tensões *in situ* resume-se aos meios arcos que se juntam sobre o pilar P4 (ver Figura 5. 29). A cada conjunto de duas bandas extensométricas (uma transversal e outra longitudinal aos arcos) denominou-se E seguido da numeração e da identificação da posição (E para extradorso e I para intradorso). Cada meio arco instrumentado contém doze conjuntos 'E' (seis no intradorso e seis no extradorso) organizados em duas fiadas: uma nos blocos de pedra mais a jusante do arco e outra a meio do seu desenvolvimento.

O seu posicionamento deveria ser tal que fosse possível obter o diagrama de tensões na pedra em estudo.

#### 5.3.2.2 - Princípio de funcionamento

Quando é aplicada uma força a uma estrutura, existe uma variação dimensional nessa estrutura. Para determinado elemento, define-se extensão como a relação entre a variação dimensional sofrida pelo elemento e a sua dimensão inicial (5. 10).

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (5. 10)$$

Os extensómetros eléctricos de resistência são sensores que permitem determinar a extensão a que um elemento está sujeito através da medição da variação da resistência de um condutor ou de um semiconductor, quando sujeitos a uma deformação mecânica.

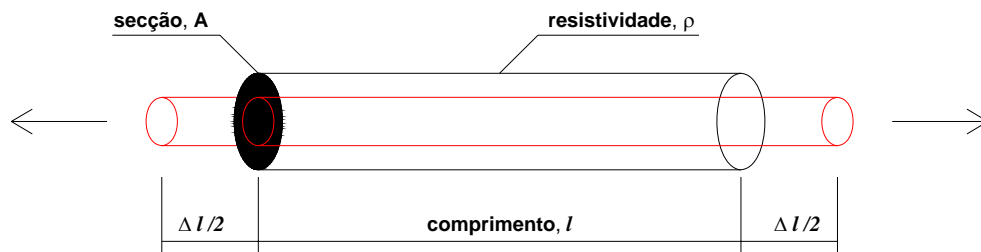


Figura 5. 28 – Esquema de um sensor sujeito a uma deformação mecânica

A resistência eléctrica de um condutor com comprimento  $l$ , secção transversal  $A$  e resistividade  $\rho$  é dada pela expressão (5. 11):

$$R = \rho \frac{l}{A} \quad (5. 11)$$

A deformação do elemento ao qual o extensómetro se supõe perfeitamente solidarizado introduz neste uma variação de resistência do seu fio condutor que pode ser medida com equipamento adequado.

A Figura 5. 29 da página seguinte indica a localização deste tipo de sensores na ponte.

Como a variação de resistência resulta dos três factores referidos (resistividade, comprimento e secção do condutor), e estes encontram-se perfeitamente definidos para o material de que é composto o extensómetro, pode-se chegar à seguinte relação (5. 12):

$$\varepsilon = \frac{\Delta R}{G} \quad (5. 12)$$

Em que  $\varepsilon$  representa a extensão sofrida pelo elemento,  $\Delta R$  é a variação de resistência do extensómetro e  $G$  corresponde a um factor de ganho do extensómetro, que para extensómetros correntes, toma um valor próximo de 2 e representa a variação da resistência no extensómetro provocada por uma extensão unitária. De notar que, normalmente, as extensões nas estruturas de engenharia civil apresentam valores muito baixos, da ordem de  $10^{-3}$  ou menores, razão pela qual as variações de resistência nos extensómetros também são muito reduzidas.

Foto:



Descrição:

- 1: E01I\_L
- 2: E01I\_T
- 3: E02I\_L
- 4: E2I\_T
- 5: E3I\_L
- 6: E3I\_T
- 7: E4I\_T
- 8: E5I\_L
- 9: E5I\_T
- 10: E6I\_L
- 11: E6I\_T
- 12: E7I\_L
- 13: E7I\_T
- 14: E8I\_L
- 15: E8I\_T
- 16: E9I\_L
- 17: E9I\_T
- 18: E10I\_T
- 19: E2E\_L
- 20: E2E\_T
- 21: E3E\_T
- 22: E5E\_T
- 23: E8E\_L
- 24: E9E\_L
- 25: E9E\_T
- 26: E10E\_T



Extensómetros eléctricos

Legenda:

E-Extradorso  
I-Intradorso  
L-Longitudinal  
T-Transversal  
nº do sensor

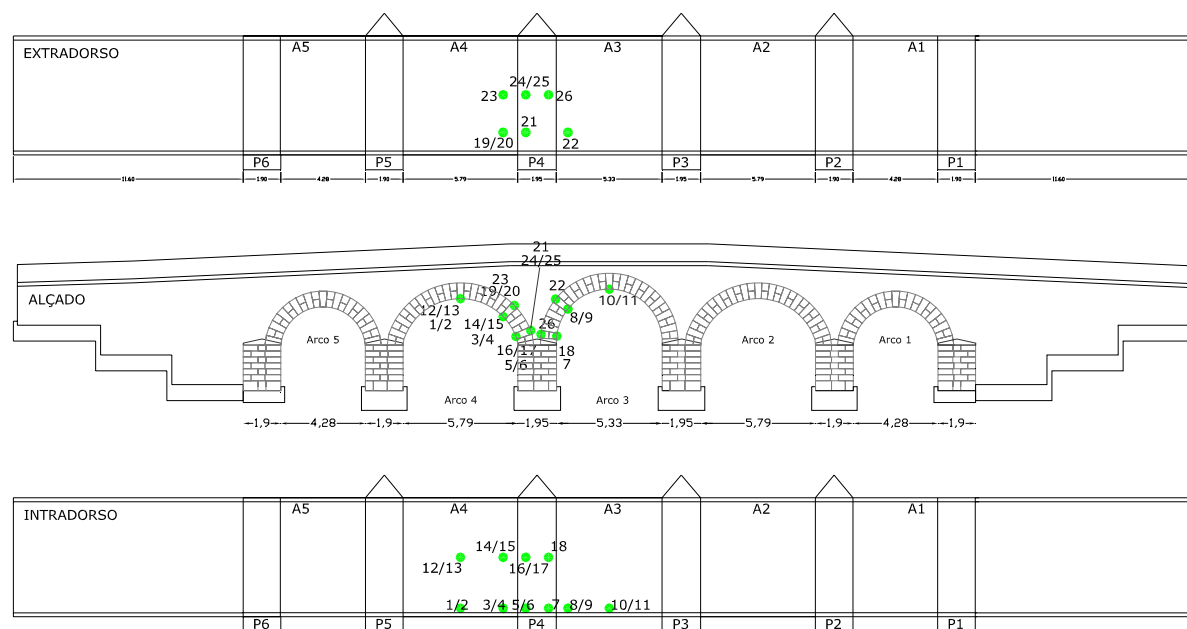


Figura 5. 29 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Extensómetros eléctricos

## Ponte de Wheatstone

Félix (2005) descreve neste seu trabalho o circuito da *Ponte de Wheatstone*, realçando as várias possibilidades de ligação dos braços da ponte. Os parágrafos que se seguem constituem uma adaptação desse documento, tendo presente a aplicação que foi realizada ao caso concreto da Ponte de Vila Fria.

A ponte de Wheatstone é o circuito mais simples e mais vulgar nas aplicações de condicionamento de sinal de extensómetros de resistência eléctrica (Pallas-Areny e Webster, 1991). A Figura 2.12 constitui um esquema simplificado do circuito da ponte. Na sua versão mais simples possui 4 resistências,  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$  e  $R_4$ , alimentadas por uma fonte com uma tensão  $V$  e um detector de zero  $D_0$ . O detector de zero permite detectar o equilíbrio de potencial entre os pontos A e B do circuito.

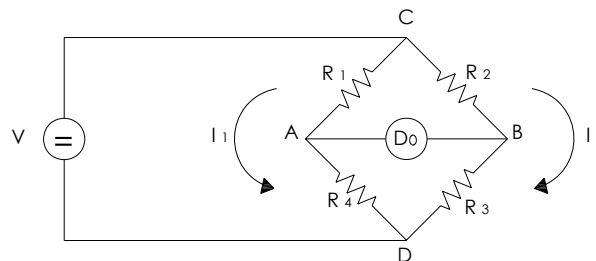


Figura 5. 30 – Circuito da Ponte de Wheatstone

Supondo que o circuito está aberto, a diferença de potencial  $V_0$  entre os pontos A e B é dada pela expressão:

$$V_0 = V_A - V_B \quad (5. 13)$$

em que:

$V_A$  – é o potencial do ponto A em relação ao ponto C,

$V_B$  – é o potencial do ponto B em relação ao ponto C.

Atendendo à associação em série das resistências ( $R_1$ ,  $R_4$ ) e ( $R_2$ ,  $R_3$ ) em braços adjacentes da ponte, obtém-se:

$$V_0 = \frac{R_1 R_3 - R_2 R_4}{(R_1 + R_4)(R_2 + R_3)} V \quad (5. 14)$$

O objectivo principal consiste em anular esta diferença de potencial  $V_0$ , o que pode ser conseguido pela verificação da condição de equilíbrio da ponte de Wheatstone, dada pela expressão:

$$R_1 R_3 = R_2 R_4 \quad (5.15)$$

Após a obtenção do equilíbrio da ponte, o valor de uma resistência será sempre determinável em função das outras três resistências. Concretizando, o valor de  $R_3$ , pode ser obtido a partir das resistências  $R_1$ ,  $R_2$  e  $R_4$ , por hipótese de valor conhecido, através da expressão:

$$R_3 = R_4 \frac{R_2}{R_1} \quad (5.16)$$

Além disso, esta expressão demonstra dois importantes aspectos: (i) por um lado, que variações em  $R_3$  são directamente proporcionais às correspondentes variações que têm de ser introduzidas em  $R_4$  para que a ponte continue em equilíbrio; (ii) por outro lado, que esta medição é independente do tipo de alimentação, em tensão ou em corrente, e das suas possíveis flutuações. Além disso, a alimentação e o detector podem trocar de posição nos pontos da ponte, que o resultado da medição não é afectado.

### Obtenção da extensão a partir da ponte de Wheatstone

Um fenómeno físico como, por exemplo, uma variação de extensão aplicada em determinado elemento ao qual esteja acoplado um extensómetro eléctrico, altera a resistência desse extensómetro. Esta variação de resistência pode ser medida, se esse extensómetro estiver ligado a um circuito com configuração em ponte de Wheatstone. O extensómetro que sofre a deformação corresponde ao braço activo da ponte. Existem várias configurações de ponte possíveis consoante o número de braços activos. O Quadro 5. 2 apresenta a correspondência entre o número de braços activos e a respectiva configuração de ponte.

**Quadro 5. 2 – Configurações possíveis para a ponte de Wheatstone**

Configuração	Número de braços activos
Quarto de ponte	1
Meia ponte	2
Ponte completa	4

Na Ponte de Vila Fria, todos os extensómetros estavam ligados ao circuito da ponte de Wheatstone em quarto de ponte, razão pela qual esta ligação será descrita com maior detalhe no ponto seguinte.

Admita-se um circuito alimentado por uma tensão de valor constante, em que a resistência no seu único braço activo  $R_3$  varia de um valor  $x$ , em relação a um valor de resistência inicial  $R_0$ , igual para todas as resistências do circuito (ver Figura 5. 31).

O novo valor dessa resistência será dado pela expressão (5.17):

$$R_3 = R_0 (1 + x) \quad (5. 17)$$

em que:

$R_0$  — é o valor de referência da resistência;

$x$  — é o aumento da resistência, a partir do valor de referência.

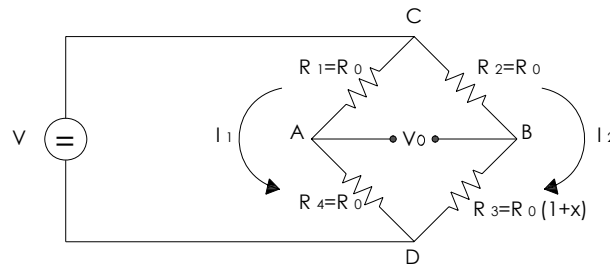


Figura 5. 31 – Ligação de um extensómetro à ponte de Wheatstone com um braço activo

As restantes três resistências, uma vez que não estão sujeitas a qualquer deformação, admite-se que o seu valor de referência permanece constante ao longo da medição. A diferença de potencial no braço central da ponte é obtida a partir da expressão (5. 14), substituindo os valores das resistências  $R_1$  a  $R_4$  pelos valores conhecidos, de acordo com a Figura 5. 31:

$$V_0 = \frac{R_0 R_0 (1 + x) - R_0 R_0}{(R_0 + R_0)(R_0 + R_0(1 + x))} V = \frac{x}{4 + 2x} V \quad (5. 18)$$

Admitindo desprezável a parcela  $2x$  do denominador da expressão anterior:

$$2x \cong 0 \quad (5. 19)$$

resultando na expressão:



$$V_0 \cong \frac{x}{4} V \quad (5.20)$$

que poderá ser reescrita sob a forma:

$$x \cong 4 \frac{V_0}{V} \quad (5.21)$$

Conhecendo o factor de ganho do extensómetro, que relaciona a variação de resistência com a extensão respectiva através da expressão

$$\varepsilon = \frac{x}{G} \quad (5.22)$$

Chega-se então à expressão (5.23):

$$\varepsilon \cong \frac{4}{G} \frac{V_0}{V} \quad (5.23)$$

sendo G o factor de ganho do extensómetro, definido anteriormente.

Esta expressão permite relacionar a extensão de um extensómetro ligado em quarto de ponte, com o sinal de saída  $V_0$ , a tensão de alimentação da ponte, suposta constante e de valor V, e o factor de ganho G do extensómetro.

### **Ligação de extensómetros de resistência em quarto de ponte**

Nas ligações em quarto de ponte, a distância do extensómetro à ponte de medida, as características do fio condutor e a temperatura a que este está sujeito são alguns dos factores que afectam a medição, mas cujos efeitos podem ser minimizados desde que se adopte o método de Siemens esquematizado na Figura 5.32. Este método propõe a ligação do extensómetro à ponte através de três fios condutores, com a condição de que os condutores 1 e 3 sejam do mesmo material, com a mesma secção e o mesmo comprimento, e estejam sujeitos às mesmas variações de temperatura. Qualquer efeito que provoque alteração da resistência nos fios condutores 1 e 3 é anulado por estarem em braços adjacentes da ponte, terem o mesmo valor e o mesmo sinal.

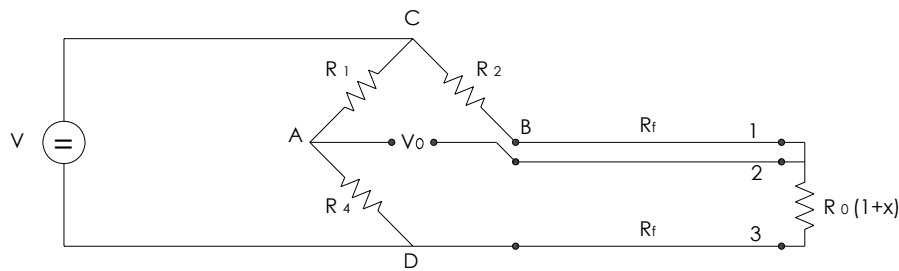


Figura 5. 32 – Ligação de um extensómetro em quarto de ponte com três fios

A ligação a três fios de extensómetros em quarto de ponte apresenta como principais vantagens a manutenção do equilíbrio da ponte, a compensação automática do efeito da temperatura sobre os cabos e a redução da perda de sensibilidade, quando comparada com a ligação a dois fios.

### Efeito da variação da temperatura sobre os extensómetros de resistência

Numa situação ideal, a resistência de um extensómetro só deveria variar de acordo com as deformações impostas à peça à qual está aplicado. Contudo, verifica-se uma enorme sensibilidade destes sensores à variação da temperatura, que provocam a designada deformação térmica aparente, fundamentalmente por dois motivos:

- a) Devido à resistividade eléctrica  $\rho$  da malha do extensómetro, que varia com a temperatura;
- b) Por não serem iguais os coeficientes de dilatação térmica da liga que constitui a malha do extensómetro e do material ao qual está aplicado.

Os fabricantes de extensómetros fornecem, para cada extensómetro, as expressões que permitem corrigir este efeito da temperatura. Para a sua utilização será necessário medir, junto de cada extensómetro, a temperatura a que este está sujeito, e proceder à correcção numérica dos valores indicados pela ponte de medida. De acordo com os parâmetros enunciados, que afectam a deformação aparente, estas expressões dependem do material utilizado no fabrico do extensómetro e do material que constitui o modelo ao qual está aplicado. Estas expressões têm ainda em linha de conta, entre outros factores, a sensibilidade transversal do extensómetro. Nas situações em que apenas um extensómetro é activo, a compensação do efeito da temperatura pode ser conseguida através de um segundo extensómetro (dummy), designado extensómetro compensador da temperatura, instalado num braço adjacente da ponte. Neste procedimento deve haver alguns cuidados, nomeadamente:

- a) os extensómetros activo e compensador da temperatura devem ser da mesma série de fabrico e objecto dos mesmos procedimentos de instalação;
- b) os fios de ligação de ambos os extensómetros devem ser do mesmo material e comprimento, e ter o mesmo percurso desde o extensómetro até à ponte de medida, de

modo a que estejam sujeitos às mesmas variações de temperatura e, por consequência, às mesmas variações de resistência;

c) a amostra na qual está aplicado o extensómetro compensador não deve estar sujeita a qualquer outra acção além da variação de temperatura;

d) a amostra e o modelo devem ser do mesmo material e estar localizados um próximo do outro, de modo a experimentarem as mesmas variações de temperatura.

Mais recentemente surgiram os designados extensómetros auto-compensados para os efeitos da temperatura, cujo objectivo principal é eliminar, tanto quanto possível, e numa dada gama de temperaturas, os efeitos térmicos sobre o extensómetro activo, dispensando a aplicação de um extensómetro compensador. A auto-compensação para o efeito da temperatura é conseguida através da manipulação das características metalúrgicas das ligas que constituem a malha do extensómetro, conferindo-lhe uma variação de resistência muito reduzida sob o efeito da variação de temperatura, desde que aplicados a um material com coeficiente de dilatação térmica idêntico àquele para o qual a liga foi projectada (Measurements Group, TN-504-1).

#### 5.3.2.3 - Características técnicas dos extensómetros escolhidos

Para a Ponte de Vila Fria foram utilizadas bandas extensométricas fornecidas pela empresa *Vishay Measurements Group* com a referência “N2A-06-20CBW-350” correspondentes a resistências eléctricas de 350W. Este equipamento é usualmente utilizado para a obtenção de extensões/tensões. Os extensómetros encontram-se ligados em  $\frac{1}{4}$  de ponte e com uma montagem de três fios condutores. Esta montagem permite atenuar os erros nas medições devidos à presença de uma resistência não desprezável dos fios entre o sensor e o sistema de aquisição e os devidos às variações de temperatura nos mesmos fios.

Para uma consulta mais detalhada, encontra-se no anexo 5.5 o documento do fabricante com as especificações técnicas dos extensómetros utilizados.

Foram escolhidos extensómetros frequentemente usados para o betão por não existirem produtos recomendados especificamente para a pedra. Estes extensómetros são auto-compensados aos efeitos da temperatura.

#### 5.3.2.4 - Aplicação “*in situ*”

A aplicação de extensómetros eléctricos de resistência na ponte de Vila Fria constituiu um desafio aliciante, pois não eram conhecidas outras experiências de aplicação deste tipo de sensores sobre pedra natural, muito menos fora das condições controladas de laboratório. A

incorporação deste conjunto de sensores na ponte segue os passos que de seguida se descrevem:

Depois de definidos os locais para colagem das bandas extensométricas, e no caso destas se encontrarem sob as pedras do tímpano, foi realizado um pequeno baixo relevo na pedra (Figura 5. 33) para evitar um eventual esmagamento dos materiais de protecção que por sua vez poderiam danificar o extensómetro. A superfície que recebeu os extensómetros manteve-se o mais possível livre de irregularidades, pelo que foi realizado um polimento e subsequente aspiração da superfície (Figura 5. 33). De seguida utilizou-se um produto desengordurante, uma solução de limpeza ácida e um neutralizador. Entre cada um destes produtos, foi regularizada a superfície e espalhados os produtos com auxílio de lixas.



a)



b)

**Figura 5. 33 – Instalação de bandas extensométricas: a) baixo-relevo e b) polimento da superfície**

Depois desta fase de preparação da superfície, posiciona-se a banda extensométrica no local da colagem, tendo provisoriamente solidarizado o extensómetro a uma fita adesiva. A banda extensométrica é então colada à superfície da pedra, fazendo-se pressão sobre a mesma durante cerca de um minuto. Deixa-se que os materiais estejam perfeitamente solidarizados e passados alguns minutos, retira-se a fita adesiva com o auxílio de um solvente de resina (caso necessário). As ligações são executadas e por fim, é colocada uma protecção mecânica dos extensómetros constituída por uma membrana de borracha que é autocolante numa das faces (Figura 5. 34).



Figura 5. 34 – Instalação de bandas extensométricas: a) aspecto depois da colagem e b) protecção mecânica

### 5.3.3 - Células de pressão

#### 5.3.3.1 - Introdução

As pontes em arco de alvenaria são constituídas por materiais diversos com características de rigidez muito díspares e de valor essencialmente desconhecido.

A medição da pressão ao longo de determinado elemento estrutural revela-se extremamente importante, pois contribui de alguma forma para avaliar a rigidez relativa dos materiais constitutivos da ponte.

É sabido que, em termos estruturais, a função do enchimento é a de receber as acções que são impostas à ponte através do tabuleiro e de as encaminhar para os arcos ou directamente para os pilares. No entanto, algumas questões se colocam com bastante pertinência:

- De que forma se degradam as cargas ao longo do enchimento?
- Na vertical sobre os pilares, será a transmissão de cargas independente dos arcos ou existirá um efeito de confinamento provocado pelos arcos adjacentes ao pilar?
- Terá o solo capacidade para formar “escoras” de compressão inclinadas ao longo da altura do pilar, conforme se esquematiza na Figura 5. 35?

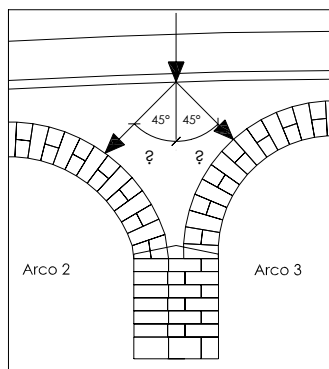


Figura 5. 35 – Esquema de degradação de cargas na confluência de dois arcos

O objectivo da utilização de células de pressão no enchimento e num arco da Ponte de Vila Fria foi então o de procurar contribuir para clarificar as questões referidas no parágrafo anterior.

A Figura 5. 36 que se apresenta na página seguinte constitui a ficha de identificação das células de pressão na ponte e reúne a informação referente à designação genérica adoptada, a legenda utilizada e uma foto identificativa das células de pressão.

#### 5.3.3.2 - O princípio de funcionamento

As células de pressão, modelos 3500 e 3510 da marca *Geokon*, utilizadas na Ponte de Vila Fria possuem duas membranas em aço inox que se deformam por flexão e que se encontram rigidamente ligadas entre si ao longo do seu perímetro. O espaço existente entre as membranas e o suporte perimetral é preenchido por um fluído (geralmente óleo) que permanece em contacto com um sensor de pressão instalado fora do disco sensor, mas próximo deste. A deformação das membranas provoca um aumento de pressão do fluído que é detectado pelo sensor de pressão e transmitido ao sistema de aquisição através da variação de um sinal eléctrico.

Embora o princípio de funcionamento das duas células seja o mesmo, a diferença entre os dois modelos reside na espessura da chapa de aço que constitui a membrana exterior da célula. Esta é escolhida em função da rigidez do material com o qual a célula vai estar em contacto, pelo que se escolheu a célula *Geokon 3500* para contacto pedra / material de enchimento e a célula com a referência *Geokon 3510* para contacto material de enchimento / material de enchimento.

Foto:



Descrição:

- 1: C1
- 2: C2
- 3: C3
- 4: C4
- 5: C5
- 6: C6
- 7: C7



Células de pressão (C)

Legenda:

C1  
↳ nº do sensor

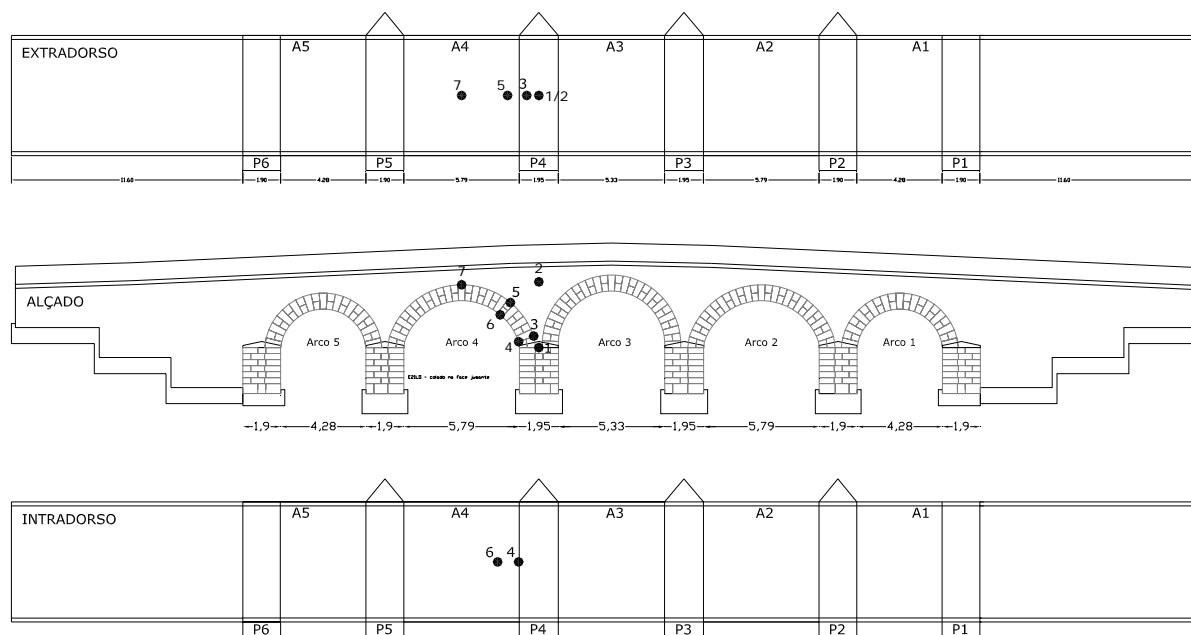


Figura 5. 36 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Células de pressão (C)



**Figura 5. 37 – Células de pressão para (a) contacto pedra / material de enchimento e para (b) contacto material de enchimento / material de enchimento. (Geokon (2006))**

### 5.3.3.3 - Características técnicas das células de pressão

Existem no mercado diversos modelos de células de pressão. A escolha resultou da ponderação de diversos factores, dos quais se destacam:

- O campo de aplicação: as células teriam que se adaptar aos materiais onde estas seriam colocadas. Duas células diferentes foram procuradas, uma para contacto solo/pedra e outra que estaria totalmente envolta em solo de enchimento;

- A gama de pressões a medir: foi feita uma estimativa de pressões a que as células iriam estar sujeitas e foram seleccionadas células de pressão com uma gama de medição de 0 a 600 kPa para as células circulares e de 0 a 1000 kPa para as restantes;

- Aquisição de sinal: A resposta de sinal ou "output" da célula de pressão está normalmente condicionado pelo sistema de aquisição de dados que se possui; neste caso foram escolhidas células que transmitem um sinal de saída de tensão eléctrica em milivolts (mV)

No anexo 5.6 apresentam-se as principais características técnicas das células de pressão utilizadas na Ponte de Vila Fria.

### 5.3.3.4 - Calibração das células de pressão

Uma condição essencial para que se venham a obter resultados minimamente fiáveis, consiste na realização de uma adequada calibração da célula de pressão em laboratório, ou seja, sob condições controladas. Este ensaio deve também reproduzir tanto quanto possível as condições de instalação em obra.



De forma a não sobrecarregar este capítulo com uma matéria que, não sendo secundária, se revelou bastante extensa, achou-se por bem reservar apenas algumas linhas do corpo principal deste trabalho para reportar as conclusões obtidas nestas campanhas de ensaios, bem como a metodologia a seguir no tratamento dos resultados quando as células de pressão “entrassem em serviço” na ponte.

### ***Resposta da célula a solicitação em força***

As operações de calibração foram realizadas no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e consistiram na aplicação de um gradiente de forças conhecido e na leitura do respectivo sinal transmitida pela célula ao sistema de aquisição.

Deve referir-se antes de mais, que a calibração das células de pressão, foi provavelmente, a tarefa que consumiu mais recursos de equipamento e humanos no âmbito da calibração dos sensores da ponte de Vila Fria, sem que isso contudo, se tenha traduzido na obtenção de resultados satisfatórios. Contudo, os esquemas de montagem escolhidos e as dificuldades encontradas permitem evidenciar que alguns produtos comercializados como adequados para este fim (medição da pressão no interior de maciços rochosos ou em solos granulares) não têm ainda a aplicabilidade e fiabilidade desejadas, tendo os resultados ficado aquém das expectativas que nos foram transmitidas tanto pelo fabricante (Geokon (2006)) como por Ponniah e Prentice (1999), que relatam uma boa consistência entre as especificações do fabricante e as calibrações efectuadas sobre as células de pressão utilizadas na monitorização da *Kimbolton Butts Bridge*.

Todavia, diversos investigadores que relatam episódios de monitorização de pontes de alvenaria de pedra com recurso à utilização deste tipo de células são unânimes quanto a uma conclusão: a calibração fornecida pelo fabricante não condiz com os testes realizados por estes investigadores, como por exemplo no caso de Burroughs *et al.* (2000), que indica diferenças superiores a 20% entre a pressão calculada com a calibração do fabricante e a medida em laboratório. Também Daigle e Zhao (2004) elaboraram estudos sobre a influência da temperatura na resposta de células de pressão idênticas às utilizadas na ponte de Vila Fria, concluindo no seu relatório que os efeitos da temperatura nestas células não são lineares e variam de acordo com o nível de pressão aplicado.



a)



b)



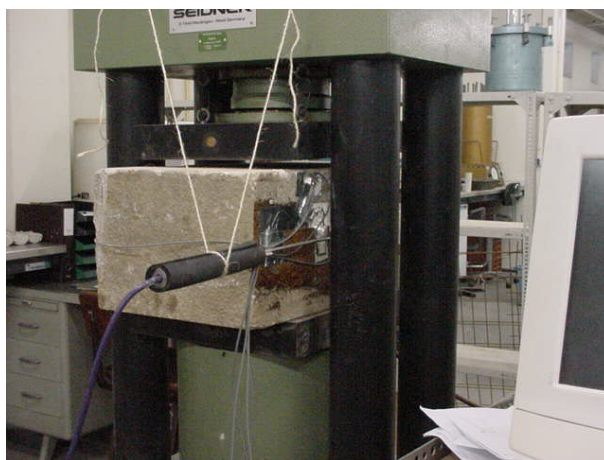
c)



d)



e)



f)

Figura 5. 38 – Diversos esquemas de montagem para calibração laboratorial das células de pressão

Na PVF foram aplicadas 7 células de pressão. Quanto à sua geometria (questão que está particularmente interligada com o processo de calibração das mesmas), são divididas em dois grupos: células de pressão circulares (C1 e C2) e células de pressão com formato da membrana de aço em meia lua (C3 a C7), conforme se ilustra nas Figura 5. 39 e Figura 5. 40.



Figura 5. 39 – Células de pressão circulares



Figura 5. 40 – Células de pressão em meia-lua

Quanto às células circulares, o resultado dos diferentes esquemas de montagem de calibração permitiu concluir o seguinte:

- existe uma linearidade muito boa, com índices de correlação sempre muito próximo da unidade entre a força total aplicada e a resposta da célula em tensão;
- a relação entre as pressões aplicadas pelo dispositivo de actuação e as lidas pelo sinal de resposta do sensor da célula variaram entre 52 e 75%, repetida e significativamente inferiores à resposta esperada.

Em relação às células com formato em meia lua, foi possível resumir as seguintes conclusões:

- os índices de correlação são bastante “pobres”, ou seja, alguns esquemas mostraram uma forte não-linearidade da resposta;
- a relação entre as pressões imprimidas pelo dispositivo de aplicação de carga e as lidas pelo sinal de resposta do sensor da célula variaram entre 133 e 324%, isto é, a resposta inverteu-se. Foram portanto obtidos valores repetida e significativamente superiores à resposta esperada.

Embora as condições de realização dos ensaios sejam por vezes diferentes das ideais, procurou-se com os diferentes esquemas de montagem despistar os principais factores que estivessem a “falsear” os resultados. Como tal, não parece razoável uma tão grande disparidade de resultados.

Apesar de uma certa insatisfação com os resultados da calibração, as células foram instaladas na ponte e da análise preliminar dos resultados, observa-se uma resposta coerente das células em termos qualitativos. Dada a inconsistência dos resultados da calibração em laboratório, o critério seguido para tratamento de sinal foi o da aplicação do factor de correcção indicado pelo fabricante.

Tomando assim como exemplo as células circulares que funcionam para uma gama de 0 a 600 kPa correspondente a uma tensão de saída de 0-100mV para uma alimentação de alimentação de 1Volt, o factor de conversão é de 60, sendo 6 o factor de passagem de mV para kPa e 10 pela alimentação estar a ser realizada com uma tensão de 10Volts.

#### ***Resposta da célula face à temperatura***

A dificuldade em se reproduzirem as condições de instalação levou a que se “aceitasse” fazer a calibração *in situ* já com a ponte em serviço.

#### **5.3.3.5 - Instalação das células na Ponte de Vila Fria**

Os modelos de células escolhidos estão obviamente relacionados com o local escolhido para a sua implantação. O projecto de monitorização incluiu a instalação de duas células sobre a vertical do pilar P4 (uma na base superior do pilar – em contacto com pedra de um lado e enchimento do outro – e outra a uma cota um metro abaixo do tabuleiro – contacto com enchimento em ambas as faces), três células ao longo do extradorso e duas ao longo do intradorso do arco A4 da ponte.

Neste tipo de equipamento que ficará inacessível após a sua instalação em obra, percebe-se a importância da colocação e protecção dos sensores. As Figura 5. 41 a Figura 5. 46 evidenciam o cuidado que foi prestado na colocação das células de pressão. De forma a obter uma superfície de contacto o mais homogénea e compacta possível, as células foram envolvidas inferiormente por uma camada de argamassa pronta da SECIL e sobre as células foi aplicada uma areia seguida da colocação de tout-venant (material de enchimento de granulometria extensa controlada) tal como se observa nas Figura 5. 41 e Figura 5. 42 seguintes.





Figura 5. 41 – Célula sobre camada de argamassa pronta da SECIL



Figura 5. 42 – Areia sobre célula seguida de colocação de *tout-venant*



Figura 5. 43 – Preparação da cavidade para instalação de célula de pressão



Figura 5. 44 – Preparação do material de enchimento para receber a célula de pressão



Figura 5. 45 – Preparação da cavidade para instalação de célula de pressão



Figura 5. 46 – Instalação de célula de pressão em meia lua no intradorso do arco

### 5.3.4 - Sensores eléctricos de temperatura (*Thermistores*)

#### 5.3.4.1 - Introdução

A principal função dos sensores de temperatura é o de permitir retirar o efeito da mesma nas medições que vão sendo feitas nos restantes sensores.

Ao contrário dos sensores de temperatura baseados nas FBG que possuem funcionamento independente e foram distribuídos ao longo da ponte, estes sensores (thermistores) encontram-se rigidamente acoplados às células de pressão, pelo que o seu posicionamento se encontra definido pelo da célula respectiva, cuja localização pode ser observada na Figura 5. 47.

#### 5.3.4.2 - Princípio de funcionamento

O princípio de funcionamento de um *thermistor* é muito simples pois assenta na variação da resistência dum condutor especial originada por uma variação de temperatura. O processo consiste então em medir uma resistência e, por aplicação de uma equação de calibração fornecida pelo fabricante, convertê-la no correspondente valor de temperatura.

No presente caso, e dado que o sistema de aquisição de sinais eléctricos não estava directamente preparado para ler variações de resistência (mas sim de tensão eléctrica), houve necessidade de interpor um circuito eléctrico alimentado com uma intensidade de corrente estabilizada de 1 mA de tal forma que\* a uma dada variação de tensão  $\Delta V$  correspondesse uma variação de resistência ( $\Delta R = 10^{-3} \cdot \Delta V$ ), que por sua vez é convertida em variação de temperatura pela equação de calibração fornecida pelo fabricante do equipamento.

#### 5.3.4.3 - Características técnicas dos *thermistores*

De acordo com as indicações do fabricante, o *thermistor* incorporado nas células de pressão tem a referência "YSI 44005, Dale #1C3001-B3, Alpha #13A3001-B3" e possui um gama de aplicação entre os -80° e os 150° C com uma precisão de +0,5°C.

---

\* De acordo com a Lei de Ohm  $\rightarrow V = R \cdot I$  ou  $R = \frac{V}{I}$

#### **5.3.4.4 - Instalação “*in situ*”**

Uma vez que estes sensores se encontram acoplados às células de pressão respectivas, o seu acondicionamento em obra encontra-se descrito no ponto “5.3.3.5 - Instalação das células na Ponte de Vila Fria”.

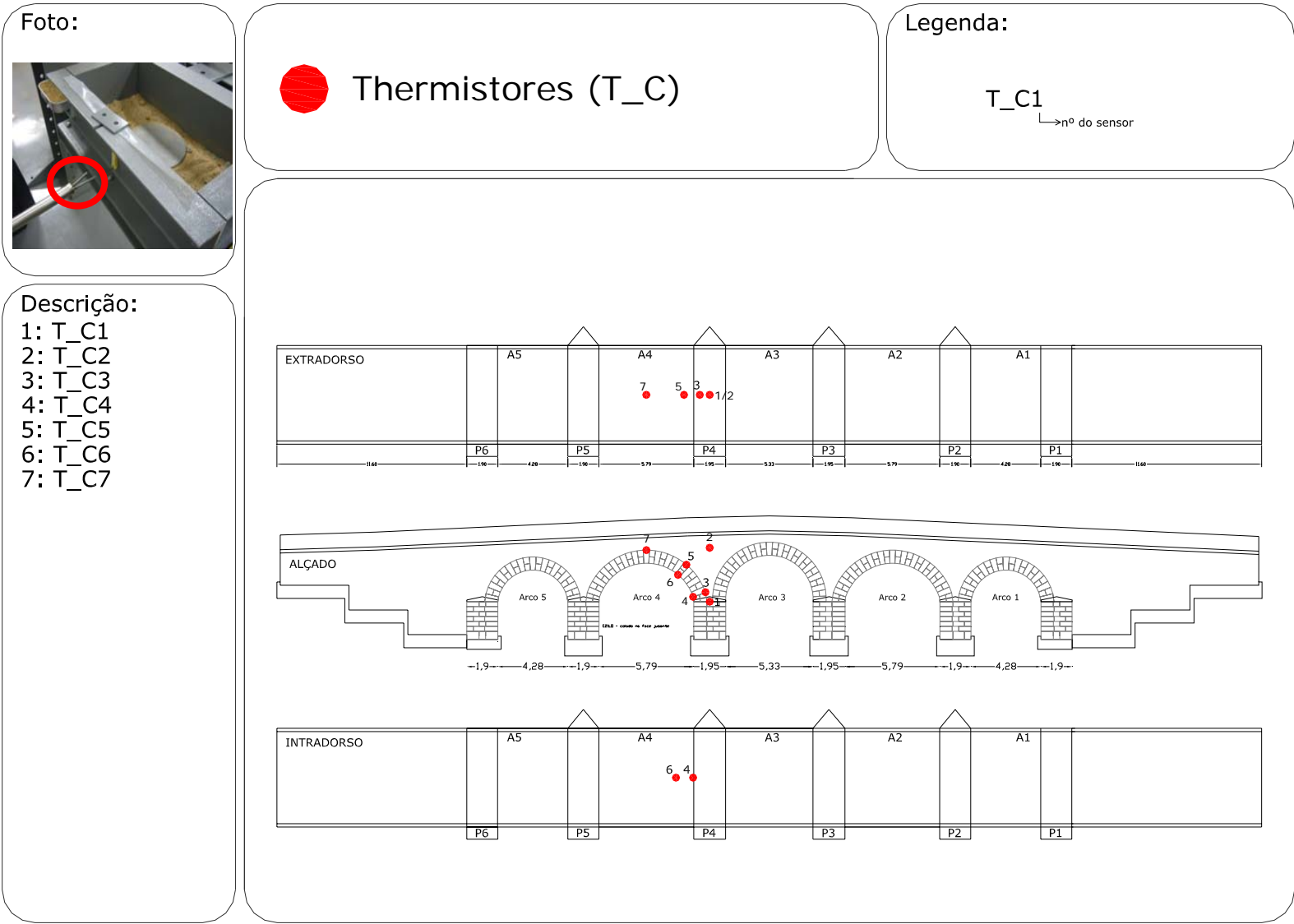


Figura 5. 47 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Thermistor (T\_C)



### 5.3.5 - Sensores de nível

#### 5.3.5.1 - Introdução

A rede de sensores referida nos pontos precedentes deste capítulo pretendem medir a variação de determinada grandeza (deslocamento, extensão) num referencial local, não sendo possível extrapolar os valores medidos para um referencial global da ponte. A instrumentação da ponte com os sensores de nível permitiria obter deslocamentos globais da estrutura num conjunto alargado de pontos, designadamente, na secção de meio vão dos arcos e nos pilares, por interpolação dos valores dos vários sensores ao longo da ponte. Note-se que para tornar possível esta leitura global de deslocamentos, os sensores de nível foram ligados em cadeia, ou seja, sobre cada pilar confluem sempre pelo menos 2 ou 3 sensores que recebem a informação dos dois arcos contíguos. Esta configuração é ilustrada na Figura 5. 48.

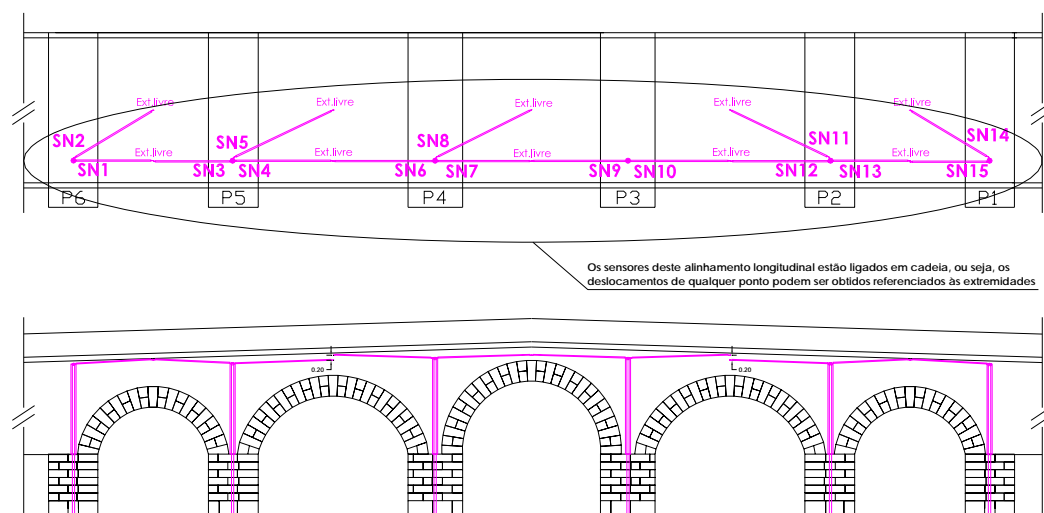


Figura 5. 48 – Sensores de Nível – configuração da sua instalação em cadeia

Considerando a ponte como um objecto tridimensional, em que cinco abóbadas resultam do desenvolvimento dos respectivos arcos no sentido transversal da ponte, foram colocados dois sensores em cada abóbada, um junto ao muro tÍmpano e outro a meio da abóbada. O objectivo destes pares de sensores era o de determinar a existência de um deslocamento diferencial entre estes dois pontos, ou seja, perceber em que medida era distinto o comportamento da abóbada caso esta tivesse sobre si o muro tÍmpano ou apenas material de enchimento.

Na realidade os deslocamentos que se conseguem obter com estes sensores são deslocamentos relativos entre o fecho dos arcos e os pilares, permitindo ter esta deformada relativa como resultado da medição de um conjunto de sensores em cadeia.

Na prática os sensores de nível são de facto sensores de pressão que detectam variações muito reduzidas de pressão de um dado fluido com que estão em contacto, que se relaciona directamente com uma dada variação de pressão altimétrica (estes aspectos serão abordados com maior detalhe nos parágrafos seguintes).

A Figura 5. 50 fornece informação sobre a designação e localização dos sensores de nível ao longo da ponte.

### 5.3.5.2 - Princípio de funcionamento

São sensores de pressão piezo-resistivos cujo funcionamento se baseia numa configuração em ponte de *Wheatstone* completa. Quando se dá uma variação de pressão, as resistências dos braços da ponte variam de uma quantidade  $\Delta R$ . A diferença de potencial gerada com a variação das resistências é medida e directamente proporcional à variação de pressão que a criou.

Esta variação de pressão é por sua vez causada pela variação altimétrica entre dois pontos que comunicam entre si através de um tubo, ou seja, aplica-se o princípio dos vasos comunicantes, em que uma das extremidades está em contacto com a pressão atmosférica (superfície livre) e a outra extremidade está em contacto com um sensor que, caso exista diferença altimétrica entre as extremidades, a irá medir sob a forma de um aumento de pressão detectado pelo sensor. A Figura 5. 49 ilustra de forma esquemática o funcionamento dos sensores de nível, incluindo-se na Figura 5. 51 o esquema de construção dos mesmos.

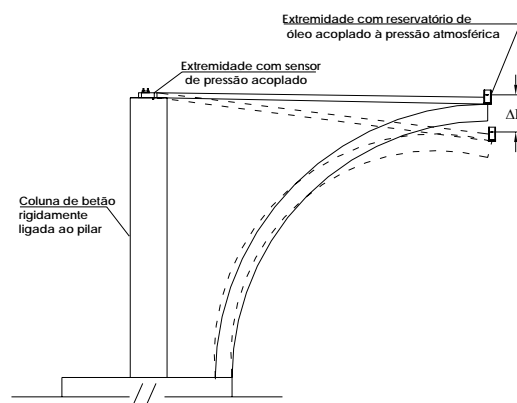


Figura 5. 49 – Sensores de nível – esquema simplificado do seu princípio de funcionamento

Foto:



Descrição:

- 1: SN1
- 2: SN2
- 3: SN3
- 4: SN4
- 5: SN5
- 6: SN6
- 7: SN7
- 8: SN8
- 9: SN9
- 10: SN10
- 11: SN11
- 12: SN12
- 13: SN13
- 14: SN14
- 15: SN15



Sensores de nível (SN)

Legenda:

SN1

→ nº do sensor

△ EXTREMIDADE LIVRE (RESERVATÓRIOS)

□ EXTREMIDADE FIXA (SENSORES)

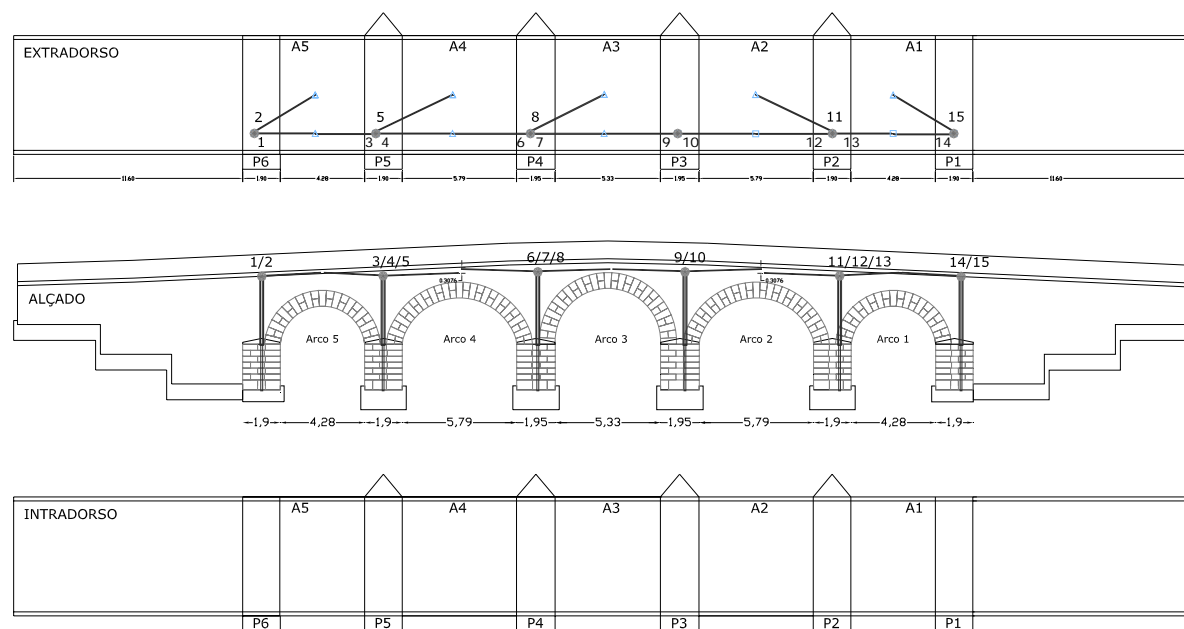


Figura 5. 50 – Ficha de identificação por tipo de sensor – Sensores de Nível (SN)

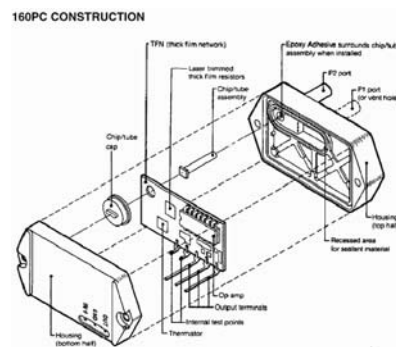


Figura 5. 51 – Constituição de um sensor de pressão piezo-resistivo. (Honeywell (2006))

### 5.3.5.3 - Características técnicas dos sensores escolhidos

Os sensores de nível são da série “160PC da Honeywell” tendo uma gama de medições que varia entre 0 e 0.25 m.c.a. (metro de coluna de água), com intensidades de corrente de alimentação possível entre 6V a 16V.

A porta P2 do sensor encontra-se em contacto com um óleo de silicone “Baysilone M100” de densidade muito próxima de 1 ( $\rho=921,8 \text{ Kg/m}^3$ ) e compatível com os materiais do sensor com que fica em contacto.

A comunicação do ponto fixo (sensor) à extremidade livre é obtida por tubo de plástico (ref: PP-4-NT). A fonte de alimentação adoptada para estes sensores é da EMS do Tipo 7431 ( $V_{in}=230V$ ;  $V_{out}=\pm 12V$ ;  $I_{out}=\pm 250mA$ )

No anexo 5.7 encontra-se o documento do fabricante com as especificações técnicas deste tipo de sensores.

### 5.3.5.4 - Calibração laboratorial

#### *Ensaio de recepção em laboratório*

Com o intuito de testar o correcto funcionamento destes sensores, foi realizada em laboratório uma calibração prévia dos mesmos. Para isso, foi montado um esquema de ensaio que consistia em utilizar uma plataforma basculante com um tubo com características semelhantes ao utilizado em obra.

A referida plataforma Figura 5. 52 alberga na extremidade fixa o sensor (junto ao eixo de rotação) e na extremidade oposta (que vai sendo elevada com deslocamentos verticais devidamente controlados e medidos) tem o tubo livre preenchido pelo fluido.

Foram também efectuados ciclos de calibração para um cabo de transmissão curto e outro comprido (em bobine) para ter em consideração as possíveis perdas devido ao comprimento do cabo.

Perante os resultados, concluiu-se que o comprimento do cabo de transmissão do sinal não interfere de modo significativo na curva de calibração obtida.

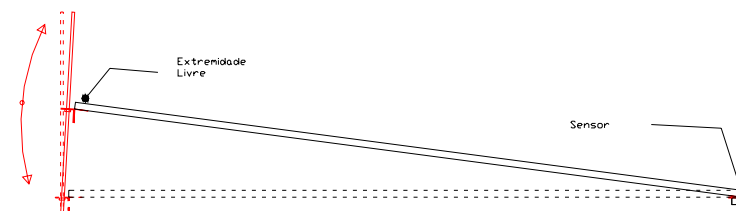


Figura 5. 52 – Esquema de ensaio para calibração dos sensores de nível em laboratório

Apresenta-se a título de exemplo os resultados da calibração de um destes sensores para uma tensão de alimentação de 12V, com cabo curto durante o percurso de descida da tábua basculante.

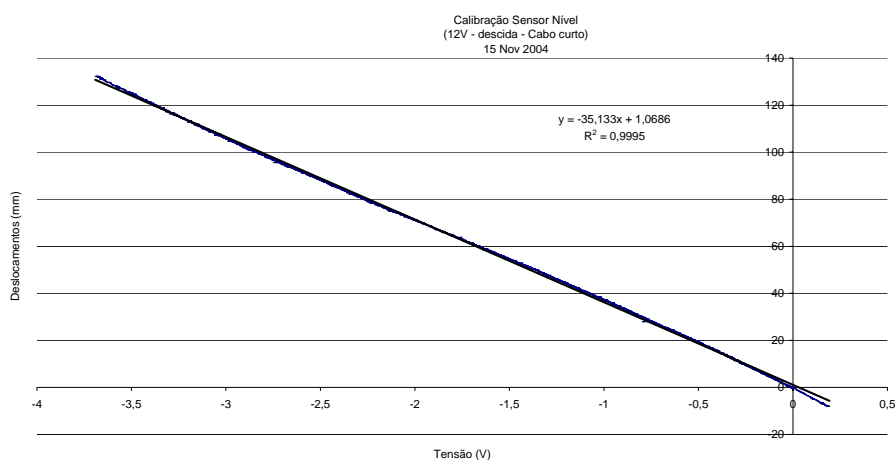


Figura 5. 53 – Resultado do ensaio de calibração do sensor de nível SN0 em laboratório

Pode então concluir-se que para a tensão de alimentação utilizada, a recta de calibração pode ser representada (a menos de um *offset* inicial) pela equação (5. 24):

$$\Delta y = -35.133\Delta x + 1.0686 \quad (5. 24)$$

Sendo:

$\Delta y$  – deslocamento em mm

$\Delta x$  – variação de sinal em V

***Ensaio de calibração “in situ”***

Depois de concluídos estes ensaios preliminares, foi então conduzido o ensaio de calibração final com os sensores colocados na sua posição definitiva na ponte, de forma a reflectir as reais condições a que os sensores ficarão sujeitos.

De forma a possibilitar a subida/descida duma das extremidades do sensor de nível (neste caso o reservatório), foi acoplado a este o equipamento de calibração que se observa na Figura 5. 54, que é composto por uma carruagem mecânica para imposição dos deslocamentos pretendidos, sendo estes lidos através de um LVDT incorporado no mesmo equipamento.



a)



b)

**Figura 5. 54 –Calibração “in situ” dos sensores de nível: a) Carruagem automática e b) caixa de junção de sensores piezoresistivos**

Para cada um dos 16 sensores instalados em obra efectuaram-se ciclos de subida/descida de acordo com o referido esquema de montagem, mas com a ligação final e a voltagem a serem utilizados na ponte, tendo-se obtido as correspondentes 16 rectas de calibração.

Apresenta-se apenas como exemplo a calibração para o sensor SN1 (ver Figura 5. 50).

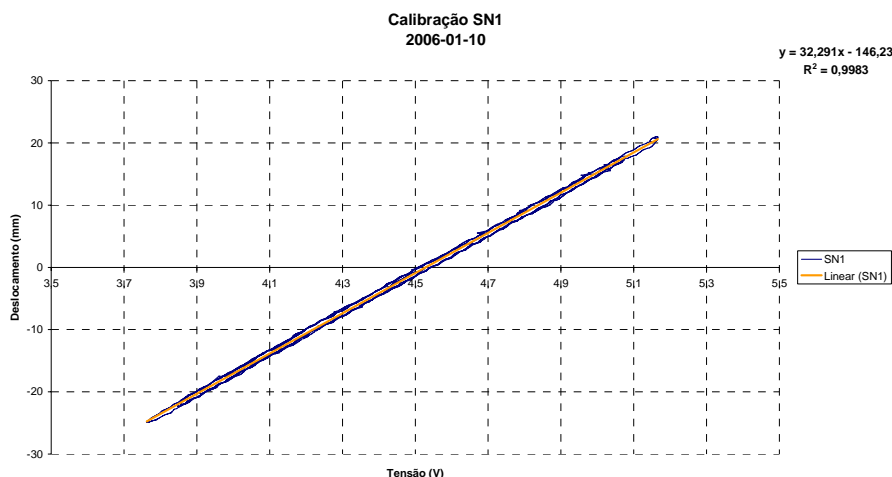


Figura 5. 55 – Resultado do ensaio de calibração do sensor de nível SN1 “in situ”

### Calibração à temperatura

Procurou-se que os efeitos da temperatura no sinal lido fossem acautelados fazendo a sua calibração numa estufa e ao ar livre.

O primeiro esquema de montagem consistiu num tubo plástico de pequeno comprimento, preenchido com o óleo atrás referido, ligado a um sensor e apoiado numa plataforma rígida que foi colocada numa estufa.

Porém, não se consideram estes resultados relevantes uma vez que a montagem não representava a realidade como devia. O projecto de instalação dos sensores de nível na ponte previa o uso de tubos com comprimentos entre 2,5m e 4,5m. Desta forma, qualquer efeito da temperatura numa quantidade maior de tubo e de óleo será diferente daquele obtido com esta montagem.

Na estufa passou então a utilizar-se o mesmo esquema da plataforma na sua posição horizontal mas com um comprimento de tubo da mesma gama de comprimentos dos instalados em obra.

Os resultados desta forma de calibração não se mostraram satisfatórios por apresentarem muitas irregularidades e histerese. Por essa razão, optou-se também neste caso por aceitar uma calibração *in situ* ao longo do tempo.

### 5.3.5.5 - Instalação “in situ”

Estes sensores foram escolhidos para colocação em obra para o controle de deformações da estrutura. Os sensores encontram-se sobre os pilares, ligados à fundação por uma coluna

de betão armado, protegida dos atritos do material de enchimento por manilhas de betão. Deste modo pode-se admitir que os sensores se encontram em pontos fixos nos pilares e que a variação de pressão registada pelo sensor ocorre pelo eventual movimento dos arcos, onde se colocam as extremidades livres do tubo com óleo de silicone.

As Figura 5. 56 a Figura 5. 59 ilustram diversas fases de instalação dos sensores de nível.



**Figura 5. 56 – Manilha que protege a coluna onde foram colocados sensores**



**Figura 5. 57 – Instalação de dois tubos em direcção a uma caixa onde foram colocados os respectivos sensores**



**Figura 5. 58 – Caixa de visita - vista da coluna que assenta sobre o arco/pilar**



**Figura 5. 59 – Confluência de dois tubos numa caixa onde serão colocados os respectivos depósitos de fluido\***

Uma vez que os sensores apenas admitem deslocamentos para cima (pressão de 0 a 0,25 mca) a sua colocação devia respeitar uma posição inicial aproximadamente a meia escala.

Nas extremidades livres, foram colocados reservatórios de acrílico de forma a diminuir os efeitos da dilatação do óleo pelas variações de temperatura. Os reservatórios estão solidários com as colunas por intermédio de abraçadeiras com geometria adequada.

\* Note-se a diferença de nível necessária para compatibilizar a gama de medição dos sensores com os desníveis da ponte.



Nos apoios fixos sobre os pilares, os sensores estão agrupados em conjuntos de dois ou três, consoante a necessidade, dentro de uma caixa protectora onde ficam resguardadas as ligações, bem como um circuito eléctrico adicional que foi necessário interpor, conforme ilustra a Figura 5. 60.



Figura 5. 60 – Caixa de junção de sensores de nível e respectivos tubos de purga.

Ao longo de percurso, os tubos que fazem a comunicação dos sensores até à sua extremidade livre estão protegidos mecanicamente por um tubo de ferro fundido e termicamente por um isolamento. No seu interior foi colocado um tubo plástico onde se fazem passar os tubos com o óleo e os sensores ópticos de temperatura, bem como a fibra até estes, como pode ser observado na Figura 5. 61.

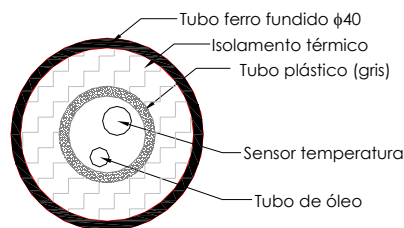


Figura 5. 61 – Constituição do tubo que comunica entre as extremidades dos sensores de nível

## 5.4 - CONCLUSÕES

O capítulo 5 relata de uma forma essencialmente descritiva o sistema de monitorização que se encontra implementado na nova Ponte de Vila Fria. Antes de avançar para os resultados obtidos com este sistema de monitorização (capítulo 6), parece pertinente dedicar algumas linhas deste trabalho, fazendo uma espécie de balanço sobre o imenso trabalho que esteve a montante de todo este processo.

Recuando alguns anos no tempo, e recordando o leitor de que a arquitectura do sistema de monitorização para esta ponte remonta aos anos de 2002/2003, tornou-se urgente estudar, para um projecto já de si inusitado, como o era a construção de uma ponte nova de alvenaria de pedra, um conjunto de sensores que permitissem dotar esta estrutura de um sistema de monitorização remoto, cuja informação seria posteriormente disponibilizada para a comunidade científica e público em geral, via *internet*.

Como foi referido no capítulo 2 deste trabalho, a monitorização deste tipo de estruturas tem-se resumido a episódios muito pontuais que na maioria dos casos resultam de um objectivo pré determinado, como por exemplo, a realização de um ensaio de carga para avaliação da capacidade resistente da ponte, ou o acompanhamento de uma ponte que vai ser levada ao colapso, etc. Para o efeito, eram sistematicamente mobilizados transdutores mecânicos de deslocamento, ou mais recentemente, LVDT's. Na pesquisa bibliográfica efectuada, foi apenas possível encontrar uma situação em que a ponte foi dotada de um conjunto de células de pressão idênticas às utilizadas na Ponte de Vila Fria.

O que se pretende realçar com o que ficou exposto anteriormente, é o facto de existir muito pouco bibliografia de suporte, a partir da qual se pudesse desenvolver o projecto de monitorização da PVF.

Sabia-se também da possibilidade de instrumentação da ponte com recurso a um sistema de fibra óptica, embora as dotações orçamentais do projecto não pudessem assegurar à partida a utilização desse sistema de monitorização. Todavia, após ter sido estabelecido o protocolo de cooperação com a entidade promotora da ponte, foi possível confirmar a monitorização da ponte mediante o recurso a um conjunto de cabos e sensores baseados em redes de Bragg em fibra óptica.

Para além do que foi efectivamente possível implementar e que foi descrito em detalhe durante este capítulo, foram também ponderadas diversas situações alternativas e/ou complementares que, por inviabilidade técnica (medição de deslocamentos por processamento de imagem), insuficiência orçamental (reforço de células de pressão, sensores de pressão análogos aos *touchpad* de um PC portátil) ou por falta de tempo não foi possível prosseguir.

Assim sendo, houve necessidade de encontrar um conjunto de sensores que não tinham ainda sido utilizados em estruturas idênticas (como foi o caso dos extensómetros colados directamente na pedra), ou com um carácter ainda mais inovador, como foi o caso do sensor óptico de deslocamento LPDT, que foi desenvolvido especificamente para esta

aplicação. Também merece referência especial todo o esquema de montagem dos sensores de nível que, embora partindo de um princípio de funcionamento muito simples, se revelou de implementação extremamente laboriosa, com a aplicação *in situ* a necessitar de vários acessórios de montagem bastante “engenhosos”<sup>\*</sup>.

As células de pressão em meia lua, foram também uma solução estudada especificamente para este efeito (interposição entre pedras do arco), para a produção das quais houve óptima receptividade por parte do fabricante (Geokon).

Em paralelo com o sistema de monitorização que começava já a ser definido, tornou-se necessário calibrar toda a instrumentação que começava a estar disponível ainda antes da sua entrada em serviço e efectuar diversos ajustes nos materiais acessórios ou alterando esquemas de montagem inicialmente previstos.

Uma grande dose de bom senso e sentido de cooperação revelaram-se requisitos essenciais para que todas as tarefas e respectiva calendarização fossem compatibilizadas com o plano de trabalhos definido pelo empreiteiro para realização da obra. Depreende-se que um trabalho desta envergadura tenha inúmeras implicações com o plano de trabalhos previsto pelo empreiteiro, não só pela duração das tarefas específicas de implementação da instrumentação como pela necessidade que se sentiu e que foi sempre bem correspondida por parte do empreiteiro em disponibilizar meios (humanos ou de equipamento) para apoio das tarefas afectas à instrumentação. A Figura 5. 62 elucida a necessidade de compatibilização referida neste parágrafo.



Figura 5. 62 – Compatibilização de trabalhos. Construção-Instrumentação

<sup>\*</sup> Em relação ao estudo do esquema de montagem e do tipo de sensor a utilizar, foi muito importante a colaboração prestada por Joaquim Mendes, Professor Auxiliar da FEUP e Teresa Restivo, também Professora e Investigadora Principal da FEUP, a quem o autor agradece toda a disponibilidade demonstrada.

Pelo muito que aqui foi dito, mas sobretudo pelo muito que compreensivelmente ficou por registrar, cabe neste final de capítulo fazer uma referência colectiva a todo o grupo de trabalho que esteve envolvido na monitorização da ponte, enfatizando de modo especial a pessoa sobre a qual recaíram as responsabilidades de gestão de todo este esforço, o professor António Arêde que liderou os vários intervenientes neste processo. Refiro-me a ele neste momento, não na qualidade de orientador deste trabalho, mas por ser mais que justa a menção explícita ao seu trabalho ao longo destes últimos anos. Ele tem sido o elo entre os diversos intervenientes e a pessoa que sempre ligou todas as “peças” deste enorme “*puzzle*”.

## **CAPÍTULO 6**

### **PONTE DE VILA FRIA – ENSAIO DE CARGA**

#### **6.1.– INTRODUÇÃO**

Seguindo a linha de investigação em curso no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) no âmbito da monitorização e interpretação estrutural de pontes de alvenaria de pedra, foi possível dotar a nova Ponte de Vila Fria de um sistema de monitorização composto por um conjunto alargado de sensores que por se encontrarem em aquisição contínua materializam neste local um laboratório vivo. Este equipamento serviu também para monitorizar o comportamento da ponte durante o ensaio de carga, que decorreu no dia 9 de Junho de 2006. O conjunto de equipamento instalado foi detalhadamente descrito no capítulo 5 deste trabalho.

Para além desta introdução, descreve-se no sub capítulo 6.2 o ensaio de carga propriamente dito (veículos utilizados, posicionamento no tabuleiro ao longo dos percursos e a sequência definida para a condução do ensaio). No sub capítulo 6.3 são apresentados os resultados da aquisição, nomeadamente através da sua representação gráfica, os filtros utilizados para tratamento de sinal, assim como uma apreciação genérica por tipo de sensor e uma interpretação mais detalhada de secções críticas da ponte. No sub capítulo 6.4 é apresentada a monitorização que tem sido realizada em contínuo após o ensaio de carga e a forma como se pretende disponibilizar essa informação através de uma página dedicada da internet. No sub capítulo 6.5 são tecidas algumas considerações finais sobre este capítulo.

## 6.2. – O ENSAIO DE CARGA

### 6.2.1.– Introdução

Neste capítulo são descritos os veículos a utilizar, a sua posição no tabuleiro de forma a induzir as maiores solicitações na estrutura e por último é definida a sequência de passagem dos veículos dentro de cada percurso.

### 6.2.2.– Veículos utilizados

De acordo com a geometria dos arcos da ponte seria desejável que o carregamento não fosse realizado sobre arcos adjacentes. No entanto, e dadas as distâncias entre eixos dos veículos disponibilizados, não foi possível respeitar esta condição, pelo que teremos para algumas posições de carregamento dois efeitos contrários conjugados: o efeito do eixo traseiro dos camiões sobre o meio vão de um arco irá ser contrariado com o efeito do eixo dianteiro dos camiões sobre o arco adjacente, tal como se mostra na Figura 6. 1.

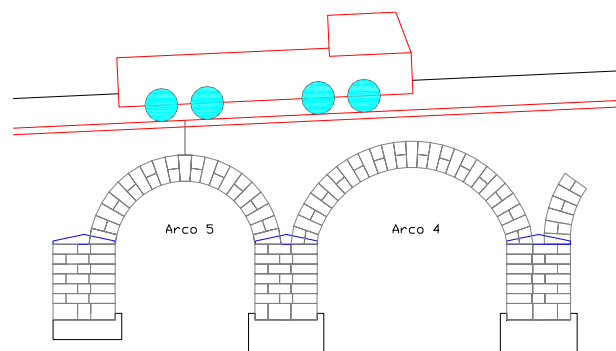


Figura 6. 1 – Posição tipo dos camiões - critério considerado na aplicação de carga

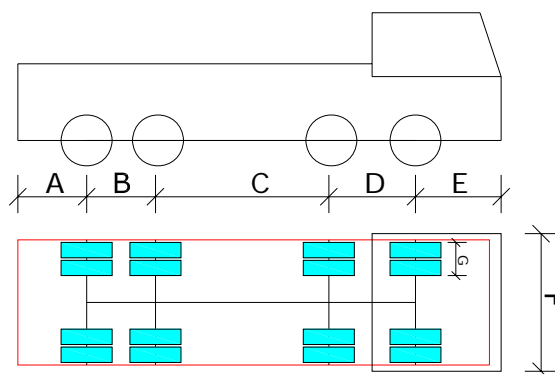
Todavia, foram utilizados para o ensaio de carga 4 camiões, tendo sido atribuído um número de identificação a cada veículo.

Os veículos foram carregados com agregado britado de granulometria extensa (ABGE) e de seguida foram pesados, tendo-se obtido os valores indicados no Quadro 6. 1.

Quadro 6. 1 – Pesagem dos camiões utilizados no ensaio de carga

	Matrícula	Peso total (Kg)	Eixos dianteiros	Eixos traseiros
1	41-80-PD	38740	14408	24332
2	92-46-PB	39680	14499	25181
3	90-17-IH	39400	14801	24599
4	31-29-IE	39520	14928	24592

Foram também recolhidas as principais características geométricas dos camiões, conforme se pode observar no Quadro 6. 2.



Quadro 6. 2 – Geometria dos camiões utilizados no ensaio de carga

Designação	Matrícula	A	B	C	D	E	F	G
1	41-80-PD	1,35	1,35	3,4	1,7	1,45	2,5	0,65
2	92-46-PB	1,35	1,35	3,4	1,7	1,45	2,5	0,65
3	90-17-IH	1,40	1,35	3,15	1,75	1,25	2,5	0,65
4	31-29-IE	1,40	1,35	3,15	1,75	1,25	2,5	0,65

### 6.2.3.- Casos de carga

De forma a obter a melhor resposta da estrutura em termos de deslocamentos, tensões/extensões e abertura de juntas, foram definidos percursos, sendo ainda determinado dentro de cada percurso o posicionamento dos camiões. A Figura 6. 2 que se segue identifica as posições de paragem dos camiões ao longo dos três percursos. Os percursos adoptados pretendem estudar o comportamento da ponte em modo estático.

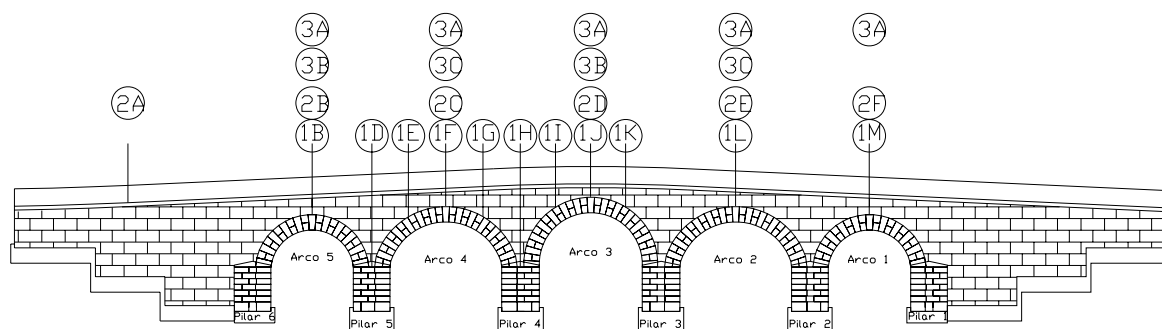


Figura 6. 2 – Posições de paragem dos camiões ao longo dos percursos 1, 2 e 3

### 6.2.4.– Condução do ensaio de carga

De modo a otimizar a duração do ensaio de carga e o número de manobras realizadas pelos camiões nos diversos percursos, foi decidido realizar o ensaio de carga de acordo com a sequência a seguir descrita:

#### *Percurso 1*

Este percurso percorre o tabuleiro com dois camiões dispostos lado a lado no sentido transversal, com a resultante dos eixos traseiros dos camiões a ser posicionada sucessivamente aos  $\frac{1}{4}$  de vão e no meio vão de cada arco (1B, 1E, 1F, 1G, 1I, 1J, 1K, 1L, 1M). Realizaram-se também dois posicionamentos intermédios: a posição 1D sobre o pilar P5, onde se localiza o extensómetro longo LG\_4 que liga os muros tímpano de montante e jusante, e a posição 1H sobre o pilar P4 onde se localizam as duas células de pressão “circulares” C1 e C2.

Na Figura 6. 3 observa-se a configuração do veículo na ponte para uma posição tipo.

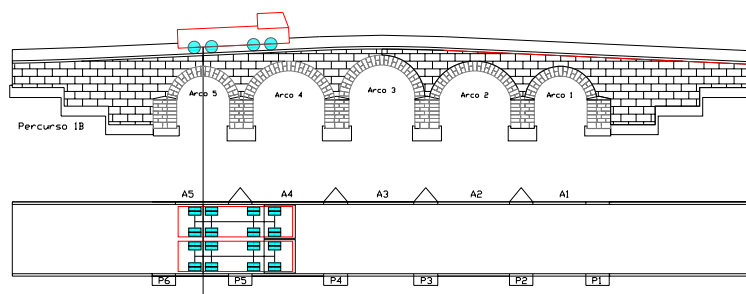


Figura 6. 3 – Exemplo de posicionamento dos camiões no percurso 1 – posição 1B

O quadro seguinte sistematiza o conjunto de sensores interessados ao longo deste percurso.



Quadro 6. 3 – Resumo para o percurso 1. Grandezas a medir e sensores interessados.

Posição	Descrição	Grandeza a medir	Sensores
"0"	Vazio		
1B	½ vão do arco 5	<i>i)</i> deslocamento vertical a ½ vão do arco <i>ii)</i> máximo fecho de junta no extradorso da pedra de fecho e no intradorso da aduela a 45° <i>iii)</i> máxima abertura de junta no intradorso da pedra de fecho e no extradorso da aduela a 45°	SN1; SN2; SN3, D4-6, D46-48 ST51;ST52
1D	vertical do pilar P5	Afastamento máximo entre os tímpanos	LG_4
1E	¼ vão do arco 4	<i>i)</i> abertura de junta no intradorso na vertical da aplicação da carga e no extradorso a ¾ vão. <i>ii)</i> compressão máxima no intradorso a ¾ vão.	E2IL; E8IL, C6; C3, E2ILO D10-12; D16-18
1F	½ vão do arco 4	<i>i)</i> idem da posição 1B <i>ii)</i> extensão ao longo do semi arco <i>iii)</i> pressão ao longo do semi arco	SN4; SN5; SN6; E1IL; E2IL; E3IL; E8IL; E9EL; C7; C6; C3, E2ILO, D13-15; D10-12; D16-18; D49-51, ST41;ST42
1G	¾ vão do arco 4	<i>i)</i> abertura no intradorso na vertical da aplicação da carga e no extradorso a ¼ vão <i>ii)</i> compressão máxima no extradorso na vertical da aplicação da carga	E2EL; E8EL; E3IL; E9IL; E9EL; E1IL; E7IL, C5; C3; C4, E2ELO D16-D18; D52
1H	vertical do pilar P4	máxima compressão/gradiente de tensões sobre o enchimento	C1, C2
1I	¼ vão do arco 3	<i>i)</i> abertura de junta no intradorso na vertical da aplicação da carga e no extradorso a ¾ vão. <i>ii)</i> Extensão ao longo do semi arco	E12ILO; E6IL; E12IL, D19-21; D53
1J	½ vão do arco 3	<i>i)</i> idem da posição 1B <i>ii)</i> extensão ao longo do semi arco	SN7, SN8, SN9, E12ELO, E11ILO, E5IL, E4ILO, D22-24, D19-21, D25-27, D54, D55, D56, ST31;ST32
1K	¾ vão do arco 3	<i>i)</i> abertura de junta no intradorso na vertical da aplicação da carga e no extradorso a ¾ vão.	E6IL, E12ILO, D19-21, D22-24, D25-27
1L	½ vão do arco 2	<i>i)</i> deslocamento vertical a ½ vão do arco. <i>ii)</i> máximo fecho de junta no extradorso da pedra de fecho. <i>iii)</i> máxima abertura de junta no intradorso da pedra de fecho.	SN10, SN11, SN12, D31-33
1M	½ vão do arco 1	Idem da posição 1L	SN13, SN14, SN15, D40-42
"0"	Vazio		

**Percurso 2**

Este percurso percorre o tabuleiro com quatro camiões dispostos lado a lado no sentido transversal e com as "caixas" tão próximas quanto possível, ficando com a resultante dos eixos traseiros dos camiões a ser posicionada sucessivamente a ½ vão de cada arco (2B, 2C, 2D, 2E, 2F). Realizou-se ainda um posicionamento inicial: a posição 2A sobre o encontro E2 e

o arco P5, onde se localizam os extensómetros longos LG\_1 a LG\_4 ligados entre os muros tímpano de montante e jusante. Na Figura 6. 4 observa-se a configuração do veículo na ponte para uma posição tipo.

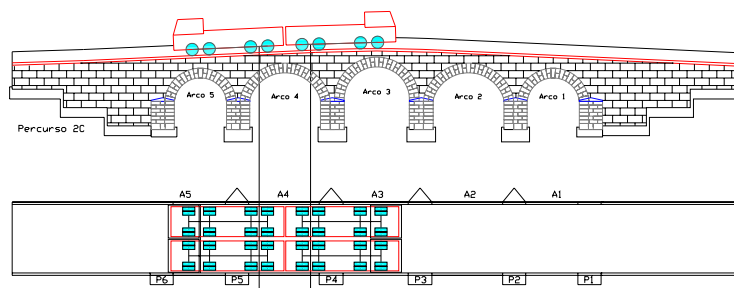


Figura 6. 4 – Exemplo de posicionamento dos camiões no percurso 2 – posição 2C

Quadro 6. 4 – Resumo para o percurso 2. Grandezas a medir e sensores interessados.

Posição	Descrição	Grandeza a medir	Sensores
"0"	Vazio		
2A	Sobre o E2 e o Arco5	afastamento máximo entre muros tímpano	LG_1 a LG_4
2B	½ vão do arco 5	<i>i)</i> deslocamento vertical a ½ vão do arco <i>ii)</i> máximo fecho de junta no extradorso da pedra de fecho e no intradorso da aduela a 45° <i>iii)</i> máxima abertura de junta no intradorso da pedra de fecho e no extradorso da aduela a 45° <i>iv)</i> abertura do intradorso do arco no sentido transversal <i>v)</i> abertura do intradorso do arco no sentido longitudinal eixo da abóbada	SN1, SN2, SN3, D1-3, D4-6, D7-9, D46, D47, D48
2C	½ vão do arco 4	<i>i)</i> idem da posição 2B <i>ii)</i> esforços de compressão ao longo do semi arco <i>iii)</i> extensões ao longo do semi arco	SN4, SN5, SN6, D10-12, D13-15, D16-18, D49, D50, D51, E2EL, E8EL, E3IL, E9IL, E9EL, E2ELO C3 a C7
2D	½ vão do arco 3	<i>i)</i> idem da posição 2B <i>ii)</i> extensões ao longo do semi arco	SN7,8 e 9, D19-21, D22-24, D25-27, D54, D55, D56, E12ELO, E5IL, E11ILO
2E	½ vão do arco 2	<i>i)</i> deslocamento vertical a ½ vão do arco <i>ii)</i> máximo fecho de junta no extradorso da pedra de fecho e no intradorso da aduela a 45° <i>iii)</i> máxima abertura de junta no intradorso da pedra de fecho e no extradorso da aduela a 45°	SN10, SN11, SN12, D31-33,
2F	½ vão do arco 1	<i>i)</i> deslocamento vertical a ½ vão do arco <i>ii)</i> máximo fecho de junta no extradorso da pedra de fecho e no intradorso da aduela a 45° <i>iii)</i> máxima abertura de junta no intradorso da pedra de fecho e no extradorso da aduela a 45°	SN13, SN14, SN15, D40-42
"0"	Vazio		

### Percurso 3

Este percurso percorre o tabuleiro com quatro camiões. O primeiro posicionamento 3A pretende simular uma carga sobre o tabuleiro uniformemente distribuída, estando os camiões alinhados em simetria em relação ao centro da ponte.

A posição 3B coloca 2 camiões com os eixos traseiros no  $\frac{1}{2}$  vão do arco A5 e 2 camiões com os eixos traseiros no  $\frac{1}{2}$  vão do arco A3.

A posição 3C coloca 2 camiões com os eixos traseiros no  $\frac{1}{2}$  vão do arco A4 e 2 camiões com os eixos traseiros no  $\frac{1}{2}$  vão do arco A2.

A posição dos camiões quando analisada “*de per si*” em cada um dos arcos, não acrescenta carga e consequentemente não agrava os esforços em relação a outras posições já definidas em percursos anteriores. No entanto, pretende-se com estas posições 3B e 3C avaliar a eventual influência do carregamento de dois arcos intercalados (5 e 3) e (4 e 2) sobre o arco intermédio. Esta influência traduzir-se-á eventualmente em compressões no intradorso da pedra de fecho dos arcos intermédios (não directamente carregados), cuja resposta se pretende que seja captada pelos extensómetros mais próximos.

As Figura 6. 5 a Figura 6. 7 apresentam a configuração dos veículos na ponte para cada uma das três posições que compõem o percurso 3.

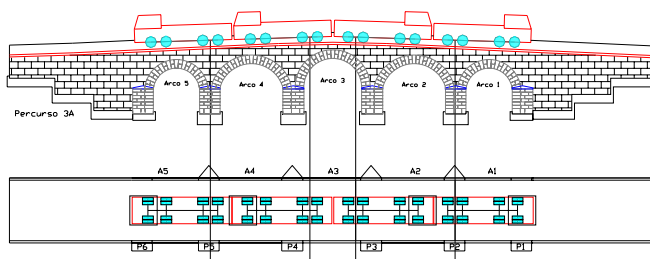


Figura 6. 5 – Posicionamento dos camiões no percurso 3A

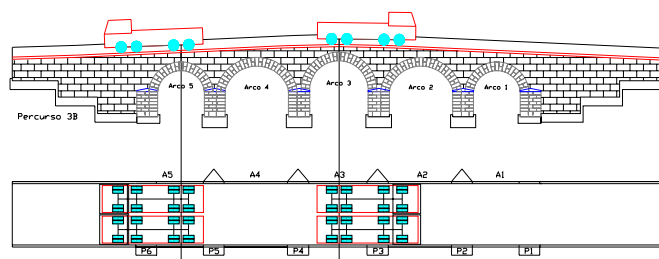


Figura 6. 6 – Posicionamento dos camiões no percurso 3B

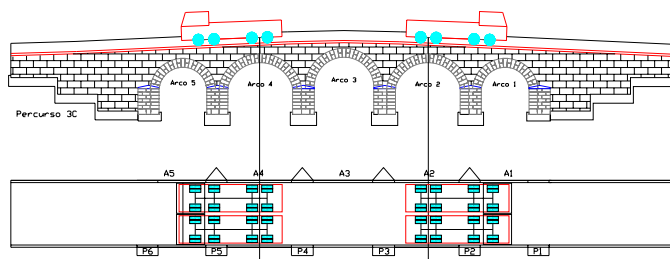


Figura 6. 7 – Posicionamento dos camiões no percurso 3C

Quadro 6. 5 – Resumo para o percurso 3. Grandezas a medir e sensores interessados.

Posição	Descrição	Grandeza a medir	Sensores
"0"	Vazio		
3A	4 camiões alinhados em "fila indiana"	i) deslocamento vertical a $\frac{1}{2}$ vão dos arcos 1 a 5	SN1-15
3B	2 camiões sobre o A5 e 2 camiões sobre o A3	i) máxima extensão no intradorso da pedra de fecho e no extradorso da aduela a 45° <u>no arco intermédio 4</u> ii) Máxima abertura de junta no extradorso da pedra de fecho e no intradorso da aduela a 45° <u>no arco intermédio 4</u>	E1i_L, E7i_L D13-15
3C	2 camiões sobre o A4 e 2 camiões sobre o A2	i) máxima extensão no intradorso da pedra de fecho e no extradorso da aduela a 45° <u>no arco intermédio 3</u> ii) Máxima abertura de junta no extradorso da pedra de fecho e no intradorso da aduela a 45° <u>no arco intermédio 3</u>	E6i_L, E12i_L D22-24
"0"	Vazio		

### 6.2.5.– Acompanhamento do ensaio de carga por equipa de topografia

Embora não fazendo parte do sistema de monitorização da ponte em contínuo, entendeu-se que seria prudente realizar o ensaio de carga complementando o sistema de monitorização intrínseco da ponte com uma equipa topográfica. Como os deslocamentos esperados durante o ensaio de carga eram muito pequenos (da ordem do milímetro), foi necessário encontrar o equipamento com a melhor resolução possível, tendo a escolha recaído sobre o modelo mais recente das estações totais da marca *LEICA TCA2003*. A precisão associada a este equipamento indica-se no Quadro 6. 6 seguinte, encontrando-se no anexo 5.9 um resumo das principais características técnicas deste equipamento.

Quadro 6. 6 – Precisão da estação total *LEICA TCA 2003*

	Precisão
Angular vertical	0,00015 grados
Angular horizontal	0,00015 grados
Distância	1 mm + 1 ppm (parte por milhão)

A equipa responsável pelos trabalhos de acompanhamento topográfico do ensaio de carga faz parte dos quadros da empresa "*GAUSS – Topometria e Monitorização Estrutural, S.A.*".

O conjunto de alvos topográficos instalados para monitorização do campo de deslocamentos durante o ensaio de carga recaiu sobre o modelo *LEICA GMP 104* (Figura 6. 8) e, permitiram realizar leituras sobre o intradorso dos arcos 3, 4 e 5. A escolha dos alvos nestas posições procurou tirar partido da simetria da ponte, por um lado, permitindo também uma confrontação de resultados com a zona da ponte mais instrumentada da ponte, nomeadamente através de sensores ópticos de deslocamento. Cada arco continha dois alvos, um sob o muro tímpano e outro a meio do desenvolvimento do arco, ou seja, sobre o eixo longitudinal da ponte, o que perfaz um total de 6 alvos sobre a estrutura. A estes juntaram-se outros quatro alvos topográficos e a estação total considerados pontos fixos, que constituíam um referencial externo à própria ponte.

Como os deslocamentos são medidos a partir de um ponto considerado fixo (estação total), sobre os alvos móveis que se deslocam solidariamente com a estrutura, os deslocamentos registados correspondem à soma da deformabilidade da própria estrutura com a eventual deformabilidade dos terrenos de fundação e/ou das microestacas. Este facto poderá justificar os maiores deslocamentos verticais medidos pela estação total, quando comparados com os valores máximos obtidos pelos sensores de nível, como se verá adiante. A Figura 6. 9 regista o momento em que a estação total realiza a aquisição de dados para a posição 3A.



**Figura 6. 8 – Alvo topográfico GMP 104**



**Figura 6. 9 – Estação total efectuando a medição para a posição 3A**

Tal como se pode constatar no Quadro 6. 8, o valor do deslocamento vertical máximo de 1 mm foi medido no alvo instalado a meio da abóbada correspondente ao desenvolvimento do arco 5 (Alvo 52).

A designação utilizada para distinguir os alvos consiste num conjunto de dois dígitos: o primeiro diz respeito ao arco (3, 4 ou 5) e o segundo indica se o alvo está sob o tímpano (1) ou sobre o meio vão (2).

Embora os resultados da monitorização constituam informação válida e consistente com os restantes registos (nomeadamente os sensores de nível), eles não são directamente

comparáveis com estes, pelo facto anteriormente referido. Enquanto os sensores de nível medem apenas a variação de deslocamento entre os pilares e os arcos, a estação total mede também o eventual deslocamento dos pilares e fundações.

Este facto poderia ser acautelado através da colocação de alvos topográficos na base e topo dos pilares. Embora esse fosse o plano inicialmente estabelecido, a pressão para se dar início ao ensaio de carga levou a que não fosse feita essa verificação no próprio dia do ensaio, o que levou ao incumprimento desse ponto do plano.

Ainda assim, e salvaguardando o aspecto referido, os resultados são, de um modo geral, bastante consistentes entre si e com os restantes sensores, como se verá ao longo deste capítulo.

### 6.3.RESULTADOS DO ENSAIO DE CARGA – SISTEMAS ÓPTICO E ELÉCTRICO

Para que os gráficos seguintes não possuam informação sistematicamente repetida e supérflua, adoptaram-se unidades idênticas e comuns a todos os gráficos. O Quadro 6. 7 descreve as unidades utilizadas para cada grandeza.

**Quadro 6. 7 – Uniformização de unidades comuns a todos gráficos**

Grandeza	Unidade	Simbologia/Formato	Convenção de sinal positivo
Tempo	Horas:Minutos:Segundos	hh:mm:ss	-
Deslocamento (sensores de nível)	milímetros	mm	afastamento vertical entre sensor e reservatório
Deslocamento (transdutores ópticos)	milímetros	mm	abertura de junta
Pressão	KiloPascal	kPa	compressão
Extensão	mícron por metro	$\mu\text{m} / \text{m}$	alongamento do extensómetro
Temperatura	grau Celcius	$^{\circ}\text{C}$	-

Quadro 6. 8 – Resultados da monitorização da PVF durante o ensaio de carga - Estação Total



Gauss S.A. - Dept. Monitorização Estrutural

Ensaio de Carga - Ponte de Vila Fria

9 de Junho de 2006

				Percurso																	
Referencia				1B	1D	1E	1F	1G	1H	1I	1J	1K	2A	2B	2C	2D	2E	3A	3B	3C	
Hora Inicio				10:07	16:29	16:39	16:45	16:50	16:55	17:00	17:05	17:10	17:17	15:07	15:14	15:24	15:43	15:54	13:30	14:40	14:52
Hora Fim				11:27	16:32	16:42	16:47	16:53	16:58	17:03	17:08	17:14	17:20	15:10	15:20	15:27	15:46	15:57	13:42	14:46	14:55
X		Y	Z																		
coordenadas	31	9971,7563	4981,9519	20,1881						20,1878	20,1884	20,1879	20,1878				20,1877	20,1877	20,1879	20,1879	
	32	9969,3035	4980,7281	20,1692						20,1691	20,1690	20,1692	20,1691				20,1687	20,1690	20,1691	20,1688	
	41	9968,4143	4988,7012	19,5661		19,5656	19,5656	19,5656	19,5654						19,5655	19,5652			19,5658		19,5655
	42	9965,6929	4987,4278	19,5556		19,5550	19,5549	19,5551	19,5549						19,5549	19,5548			19,5552		19,5549
	51	9965,3318	4994,7974	19,2126	19,2119									19,2119	19,2118				19,2122	19,2117	
	52	9963,4558	4994,2165	19,1762	19,1755									19,1753	19,1752				19,1758	19,1754	
Δ Z (m)	31	9971,7563	4981,9519	20,1881						-0,0003	0,0003	-0,0002	-0,0003				-0,0004	-0,0004	-0,0002	-0,0002	
	32	9969,3035	4980,7281	20,1692						-0,0001	-0,0002	0,0000	-0,0001				-0,0005	-0,0002	-0,0001	-0,0004	
	41	9968,4143	4988,7012	19,5661		-0,0005	-0,0005	-0,0005	-0,0007						-0,0006	-0,0009			-0,0003		-0,0006
	42	9965,6929	4987,4278	19,5556		-0,0006	-0,0007	-0,0005	-0,0007						-0,0007	-0,0008			-0,0004		-0,0007
	51	9965,3318	4994,7974	19,2126	-0,0007									-0,0007	-0,0008				-0,0004	-0,0009	
	52	9963,4558	4994,2165	19,1762	-0,0007									-0,0009	-0,0010				-0,0004	-0,0008	

### 6.3.1. Filtros aplicados para tratamento do sinal

Por razões diversas, os sinais que são captados pelos sensores e que são reunidos em ficheiros de dados criados para esse efeito pelos sistemas de aquisição, não se apresentam de fácil leitura e interpretação. No caso em estudo, foram detectados problemas associados a cada tipo de sensores e cuja solução se pretende expor nos parágrafos seguintes. O primeiro problema inerente a todos os sensores teve a ver com a adopção de uma taxa de aquisição demasiado elevada, que conduzia a ficheiros de dados demasiado “pesados” e de difícil representação gráfica. Uma outra questão prendeu-se com o aparecimento indesejável de picos cuja causa seria externa à ponte, pelo que foi necessário eliminar estes picos. Um terceiro aspecto resultou de uma grande instabilidade na aquisição dos sensores de nível, embora em termos médios o andamento destes se apresentasse bastante estável, pelo que foi aplicado o filtro descrito no ponto 6.2.1.3. deste trabalho.

#### 6.3.1.1. Filtro para controlo indirecto da taxa de aquisição

Os ficheiros de base resultantes da aquisição “in situ” têm a extensão *.txt* embora haja a possibilidade de abrir estes ficheiros no *Microsoft Office Excel 2003*® com extensão *.xls*.

Alguns destes ficheiros apresentam um primeiro problema inerente à própria dimensão dos dados. Como o *Microsoft Office Excel 2003*® apenas consegue ler ficheiros com um máximo de 65 536 linhas, os ficheiros são truncados a partir da linha seguinte.

Uma segunda limitação tem a ver com o número máximo de linhas com que o programa pode trabalhar para executar um gráfico, que é de cerca de 30 000 linhas.

Para ultrapassar estas dificuldades, houve a necessidade de transformar os ficheiros de base em ficheiros com um número de linhas inferior ao original. Para isso, foi desenvolvido um script\* no programa *MATLAB R2006a*® e que constrói um ficheiro com um número de linhas “*n*” vezes inferior ao original, sendo este “*n*” uma variável escolhida pelo utilizador. O programa percorre a coluna das abcissas de “*n*” em “*n*” pontos e retém o respectivo valor da coluna das ordenadas.

Como a taxa de aquisição do sistema de aquisição foi de cerca de 20Hz, os gráficos têm sido realizados com  $n = 20$ , isto é, a taxa de aquisição passa para 1 Hz, o que parece ser perfeitamente razoável para um ensaio estático, com paragem dos veículos entre posições de, no mínimo, 5 minutos.

---

\* A execução deste *script* foi realizada por Xavier das Neves Romão, Professor Assistente da FEUP a quem o autor agradece toda a disponibilidade e apoio nesta matéria.



Numa análise visual de inúmeros gráficos foram comparados os originais (com “x” linhas) e os tratados (com “x/20” linhas), tendo-se evidenciado que os andamentos dos gráficos (máximos e mínimos, relativos e globais) se mantinham iguais aos originais.

### 6.3.1.2. Filtro para eliminar picos pontuais

Após uma primeira representação gráfica dos ficheiros de resultados, pode constatar-se que de forma sistemática aparecem picos de valor várias ordens de grandeza acima dos restantes dados que estão a ser adquiridos. Não existindo qualquer causa física que sustente a ocorrência deste pico (não foram aplicadas na ponte quaisquer acções do tipo impulsivo), entendeu-se que a causa seria externa à ponte e teria somente a ver com um problema ao nível da aquisição. Como tal, foi aplicado um filtro “passa-banda” ao ficheiro inicial. Na prática, este filtro consistiu em definir uma dupla condição no Excel que, de acordo com o tipo de sensor, estabelecia limites inferiores e superiores a partir dos quais a série se manteria com valores iguais ao último que verificava a condição de balizamento imposta.

A Figura 6. 10 seguinte mostra o ficheiro de resultados para um sensor escolhido de forma aleatória antes e depois da filtragem. Neste caso, a condição limite imposta balizou os valores da série ao intervalo  $[-50 \leq X_i \leq 200]$ .

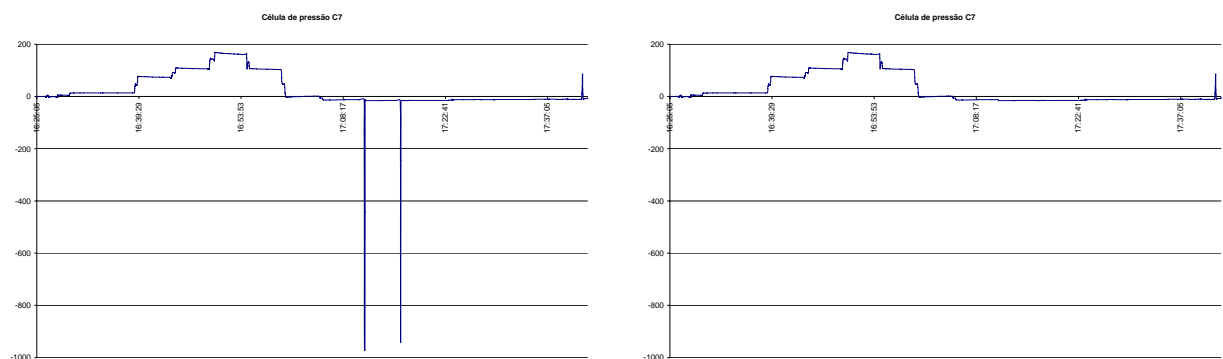


Figura 6. 10 – Célula de pressão C7 - gráfico antes e após a aplicação de filtro

### 6.3.1.3. Filtro para suavizar resposta dos sensores de nível

Um último filtro foi aplicado a algumas séries em que os valores apresentavam uma instabilidade muito grande, embora resultassem aproximadamente constantes quando olhados em termos médios.

Um dos tipos de sensor que apresentou sistematicamente este mau funcionamento de “output”, foram os sensores de nível. Foi então substituída a série original por uma outra série

que representa a média móvel da primeira interessando nessa média os 250 valores mais próximos.

A Figura 6. 11 mostra o ficheiro de resultados para três sensores de nível escolhidos de forma aleatória antes e depois da filtragem.

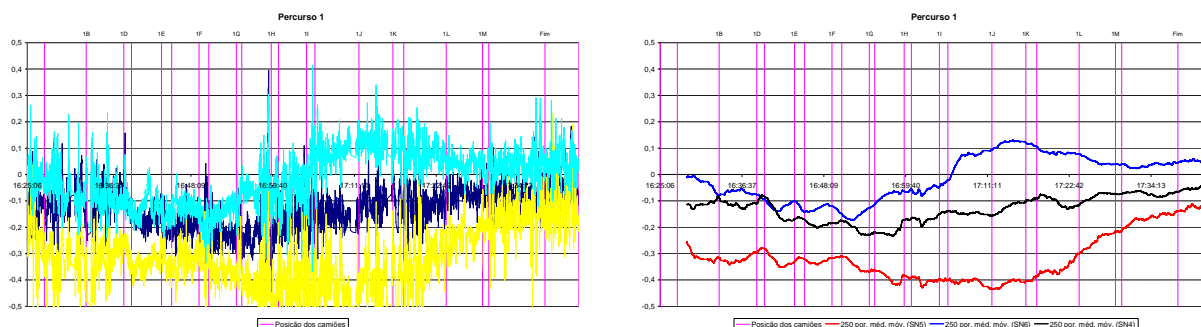


Figura 6. 11 – Sensores de nível SN4, SN5 e SN6 - gráfico antes e após a aplicação de filtro

### 6.3.2. Sistematização e análise de resultados em secções notáveis da ponte

Com o objectivo de racionalizar e otimizar os sensores disponíveis, foi decidido concentrar a grande maioria dos sensores nos arcos A4 e A3, e dentro destes foram escolhidos os semi-arcos que confluem no pilar P4, tal como pode ser observado nos gráficos de localização de sensores do capítulo 5. As secções seguintes pretendem averiguar o comportamento dos sensores para as solicitações em que, teoricamente, as suas respostas seriam maximizadas.

As análises que a seguir se sistematizam seguem um padrão característico, pelo que se procurará de seguida descrever a forma como esta informação foi concebida e se encontra organizada. Começa por se indicar o percurso a que cada gráfico corresponde; de seguida identifica-se em planta e em alçado a localização esquemática dos sensores que irão ser analisados; recorda-se também neste último alçado a posição de paragem dos camiões ao longo do tabuleiro (a secção indicada refere-se ao ponto médio dos eixos traseiros dos camiões no caso do percurso 1 e ao ponto equidistante dos eixos traseiros dos camiões no caso do percurso 2, conforme pode ser observado no anexo 6.1 deste trabalho). Por último, encontra-se no gráfico seguinte a resposta do(s) sensor(es) ao longo de todos os posicionamentos dos camiões, devendo o leitor focar-se principalmente na resposta dos sensores quando os camiões se encontram posicionados sobre a zona de influência dos sensores. Tomando como exemplo este primeiro gráfico da Figura 6. 12, e uma vez que se pretende analisar a resposta dos sensores SN4, SN5 e SN6 que se encontram sobre o arco 4, deverá ser observado preferencialmente o intervalo que compreende as posições 1D a 1H.

Antes de iniciar a interpretação dos gráficos, aconselha-se o leitor a ter presente (preferencialmente numa folha destacada do restante corpo do texto) a localização à escala dos camiões para cada posicionamento ao longo dos vários percursos. Esta nota resulta do facto de não ter sido possível incluir o esquema com a posição real dos camiões em cada alçado que figura junto aos gráficos, embora a resposta de alguns sensores seja influenciada pela posição da aplicação da carga. O posicionamento dos camiões para cada percurso pode ser consultado no anexo 6.1 deste trabalho.

Do conjunto de resultados provenientes do ensaio de carga, serão apresentados nos pontos seguintes deste capítulo, aqueles que mostraram um adequado desempenho em função das grandezas que se pretendiam medir. No anexo 6.3, serão compilados outros gráficos que, por razões diversas, não produziram os resultados esperados, razão pela qual os comentários se revelam desnecessários. O Quadro 6. 9 pretende apoiar o leitor em relação aos gráficos que se entendeu poderem figurar no corpo principal deste trabalho, e os gráficos não comentados que se reuniram no anexo 6.3 a título informativo.

**Quadro 6. 9 – Localização dos gráficos de resultados**

C – Corpo principal do trabalho		A – Anexo 6.3		
		Percurso 1	Percurso 2	Percurso
6.3.2.1	½ vão A4 – Desloc Vert.	C	C	-
6.3.2.2	½ vão A4 – C7	C	C	-
6.3.2.3	P4- Pressão vertical	C	C	-
6.3.2.4	Deslocamento entre muros tímpano	C	C	-
6.3.2.5	A4-C3 a C7	C	C	-
6.3.2.6	A4-E1IL a E3IL	C	C	-
6.3.2.7	A4-E7IL a E9IL	C	C	-
6.3.2.8	A4-Extensões longit vs transv	-	C	-
6.3.2.9	A4-Deform sob tímpano e eixo da ponte	C	C	-
6.3.2.10	A3 e A4 – Deformabilidade longitudinal	C	C	-
6.3.2.11	A4 – Deformabilidade transversal	C	C	-
6.3.2.12	Extensão long vs transv CSG	C	-	-
6.3.2.13	A4-Carregamento A5 e A3	-	-	C
6.3.2.14	A3-Carregamento A4 e A2	-	-	C
6.3.3.1	Base do A4-Pressão/Extensão	C	C	-
6.3.3.2	¼ vão do A4-Pressão/Extensão	C	C	-
6.3.3.3	Comp. – Extensómetro eléctrico vs óptico	C	-	-
-	½ vão A3 – Desloc Vert.	A	A	-
-	A4-Ext longit vs transv	-	A	-
-	A4-Deform sob tímpano e eixo da ponte	A	A	-
-	Comparação – Ext eléctrico vs óptico	A	A	-
-	A4-E5IL e E6IL	A	A	-

### 6.3.2.1. Secção de meio-vão do arco 4 – Deslocamento vertical

O eixo das ordenadas representa a resposta do sensor de nível, ou seja, mede o movimento relativo entre o sensor que se encontra sobre o pilar e o reservatório livre que se localiza sobre o meio vão do arco. Um movimento relativo positivo indica movimento ascendente do reservatório e, inversamente, um movimento relativo negativo indica movimento descendente do reservatório, tomando como fixo o sensor sobre o pilar.

#### Percurso 1

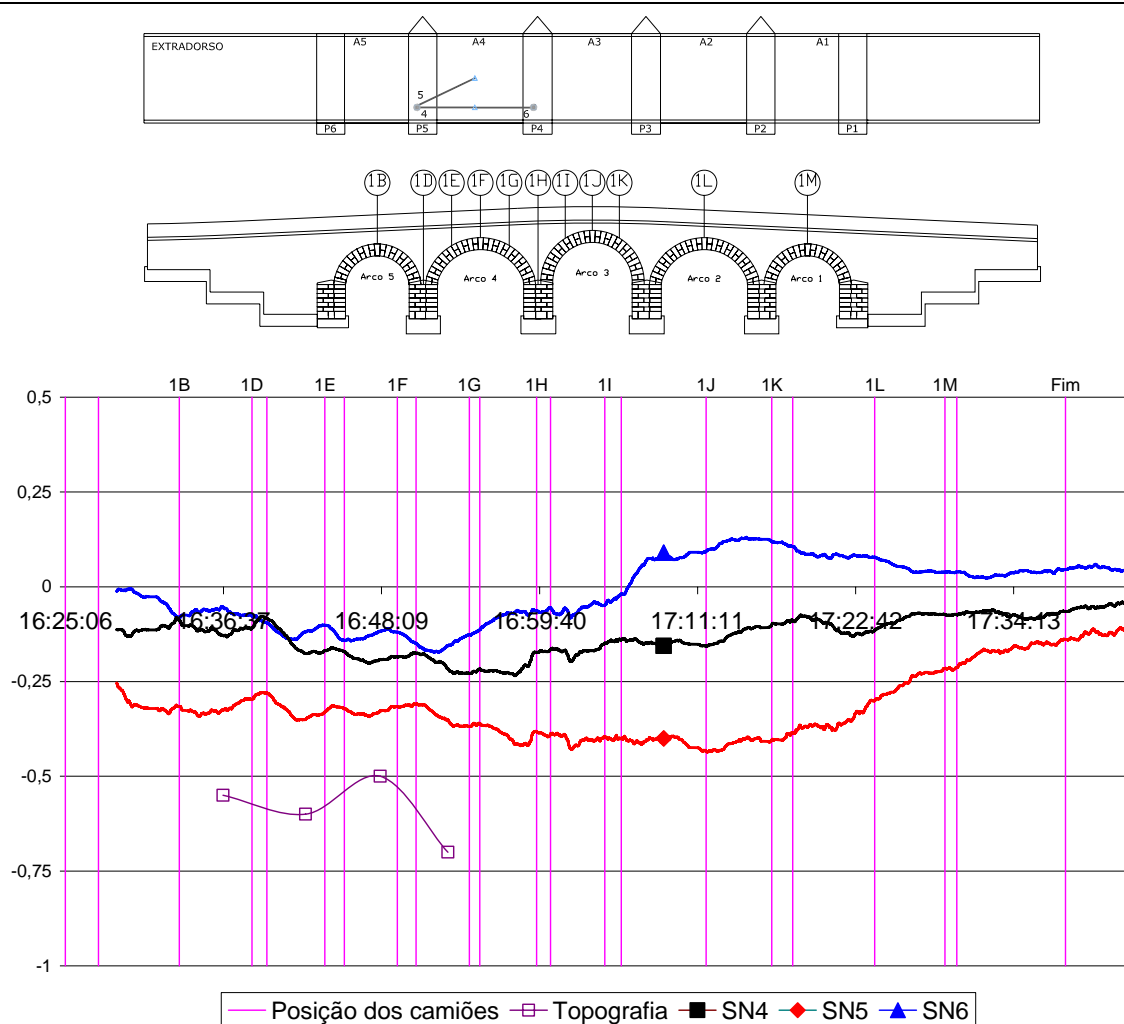


Figura 6. 12 – Arco 4 - Sensores SN4, SN5 e SN6 – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

O andamento dos três sensores permite distinguir ao longo do percurso 1 duas fases:

- uma até à posição 1H em que dum modo geral os registos mostram que os reservatórios (fecho do arco) baixaram em relação aos sensores fixos (pilares).

ii) após a posição 1H e até ao final em que os reservatórios (fecho do arco) recuperam para o desnível inicial entre estes e os sensores (pilares).

Os sensores SN4 e SN5 exibem uma evolução com grande correlação de valores, a menos de um desfasamento constante de cerca de 0,2mm entre eles; este par de sensores está referenciado ao mesmo pilar P5;

Os valores finais são ligeiramente superiores aos do início do percurso, o que poderá indiciar ao ligeiro assentamento dos pilares, tendo a aduela de fecho mantido a mesma cota.

Analisando por outro lado os sensores 4 e 6 (cujos reservatórios se encontram ambos no mesmo ponto da aduela de fecho), conclui-se que o deslocamento entre estes dois sensores terá que ser causado pelo movimento relativo entre os dois pilares que recebem os sensores, ou seja, o P4 e o P5. Numa zona inicial do percurso em que a repartição de carga é feita entre estes dois pilares, o andamento dos sensores é muito próximo; a partir da posição 1I, a carga dos camiões está a confluir para o pilar P4 em detrimento do P5, o que poderá ocasionar um assentamento deste pilar P4 em relação ao P5, traduzido em termos gráficos por um afastamento entre a resposta dos dois sensores. No final do percurso, nenhum dos dois pilares recebe carga para além do seu peso próprio e o desfasamento entre a resposta destes dois sensores diminui para valores idênticos aos do início do percurso (vazio).

A equipa de topografia realizou medições sobre um alvo topográfico localizado a meio vão do arco 4, e os resultados encontram-se englobados no gráfico anterior.

Tal como referido num ponto anterior deste capítulo, os deslocamentos medidos pela equipa topográfica correspondem à soma da deformabilidade da própria estrutura com a eventual deformabilidade dos terrenos de fundação e/ou das microestacas. Efectivamente, os valores medidos são sistematicamente superiores aos medidos pelos sensores de nível estando, por outro lado, dentro da ordem de grandeza da estimativa realizada para o assentamento dos pilares e da fundação devido à carga induzida pelos camiões. Esta estimativa encontra-se desenvolvida no anexo 6.2 deste trabalho.

## Percurso 2

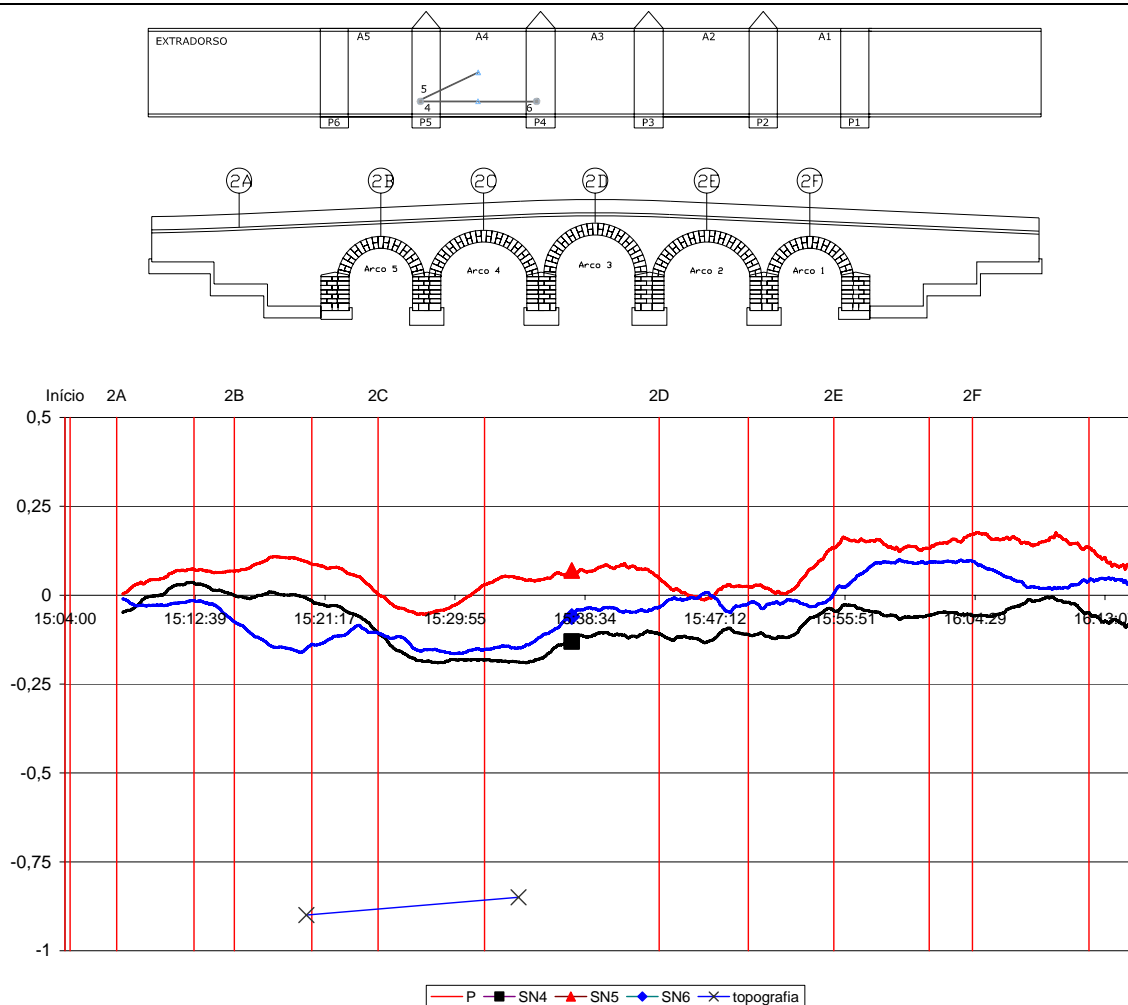


Figura 6. 13 – Arco 4 - Sensores SN4, SN5 e SN6 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Os deslocamentos observados neste percurso são bastante inferiores aos obtidos no percurso 1.

Embora neste percurso o carregamento seja realizado por intermédio de 4 camiões, logo com o dobro de peso, a repartição deste valor ao longo do arco não pode ser feita de forma a agravar o carregamento a meio vão, tal como inicialmente previsto. De facto, se atendermos, por exemplo, à localização dos camiões para a posição 2C que pode ser observada no anexo 6.1 deste trabalho, verifica-se que o distanciamento entre os rodados traseiros dos quatro camiões, não permite efectuar um carregamento “concentrado” sobre a aduela de fecho mas, pelo contrário, induz o efeito de carregamento máximo aos  $\frac{1}{4}$  de vão, comportamento teórico à luz da teoria dos esforços sobre arcos inverso ao pretendido.

Como a equipa topográfica captou deslocamentos da ordem dos 0,9mm e os sensores de nível apenas variaram com amplitudes de deslocamento de cerca de 0,2mm, existem fortes

probabilidades do restante deslocamento poder ser atribuído a um assentamento dos pilares P4 e P5. O carregamento terá funcionado como bastante distribuído ao longo de uma largura de tabuleiro significativa, induzindo assentamentos não devidos à deformabilidade do arco mas devido à deformabilidade do conjunto pilar e fundação associada.

### 6.3.2.2. Secção de meio-vão do arco 4 – Pressão máxima C7

#### Percurso 1

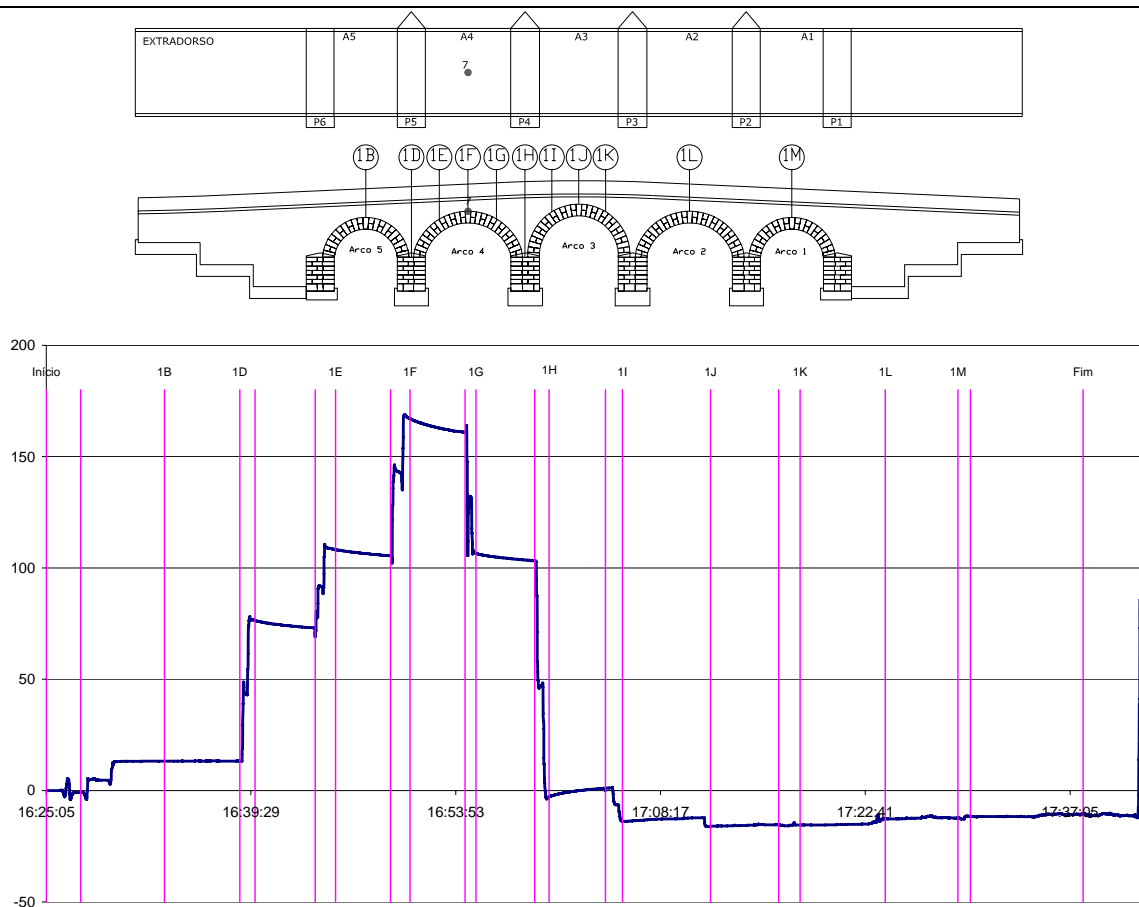


Figura 6. 14 – Arco 4 - Célula de pressão C7 – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

A evolução da resposta do sensor mostra-se coerente com o posicionamento dos camiões; Os vários patamares evidenciados no gráfico resultam do facto do efeito sobre a célula começar a fazer-se sentir quando os eixos dianteiros dos camiões se apresentam sobre a secção de meio-vão. No entanto, como a carga é maior sobre os eixos traseiros, é na posição 1F que o sensor atinge o seu valor máximo.

A recuperação para os valores iniciais não é completamente atingida, verificando-se uma pressão residual de valor aproximadamente constante a partir da posição 1I.

Uma causa possível para que a célula não consiga recuperar para o seu valor inicial poderá relacionar-se com o estado de descompressão que é sentido pela célula C7 quando os camiões avançam para uma posição subsequente, imprimindo compressões nas aduelas entre  $\frac{1}{4}$  e  $\frac{1}{3}$  de vão e consequentemente uma redução de tensões de tracção no limite superior da aduela de fecho do arco (ver Figura 6. 15)

Os resultados preliminares da análise numérica realizada indicam para a localização desta célula de carga C7 e resultante apenas da carga correspondente aos camiões utilizados no ensaio de carga, o valor de 157,05 MPa, valor bastante próximo do efectivamente medido.

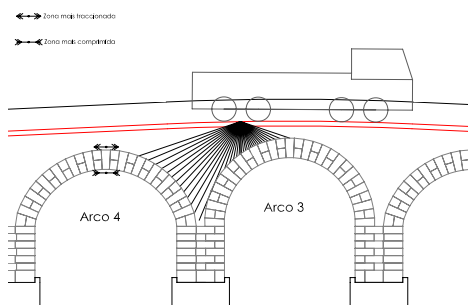


Figura 6. 15 – Arco 4 - Célula de pressão C7 – Valor residual por descompressão da secção  $\frac{1}{2}$  vão após avanço dos camiões

## Percurso 2

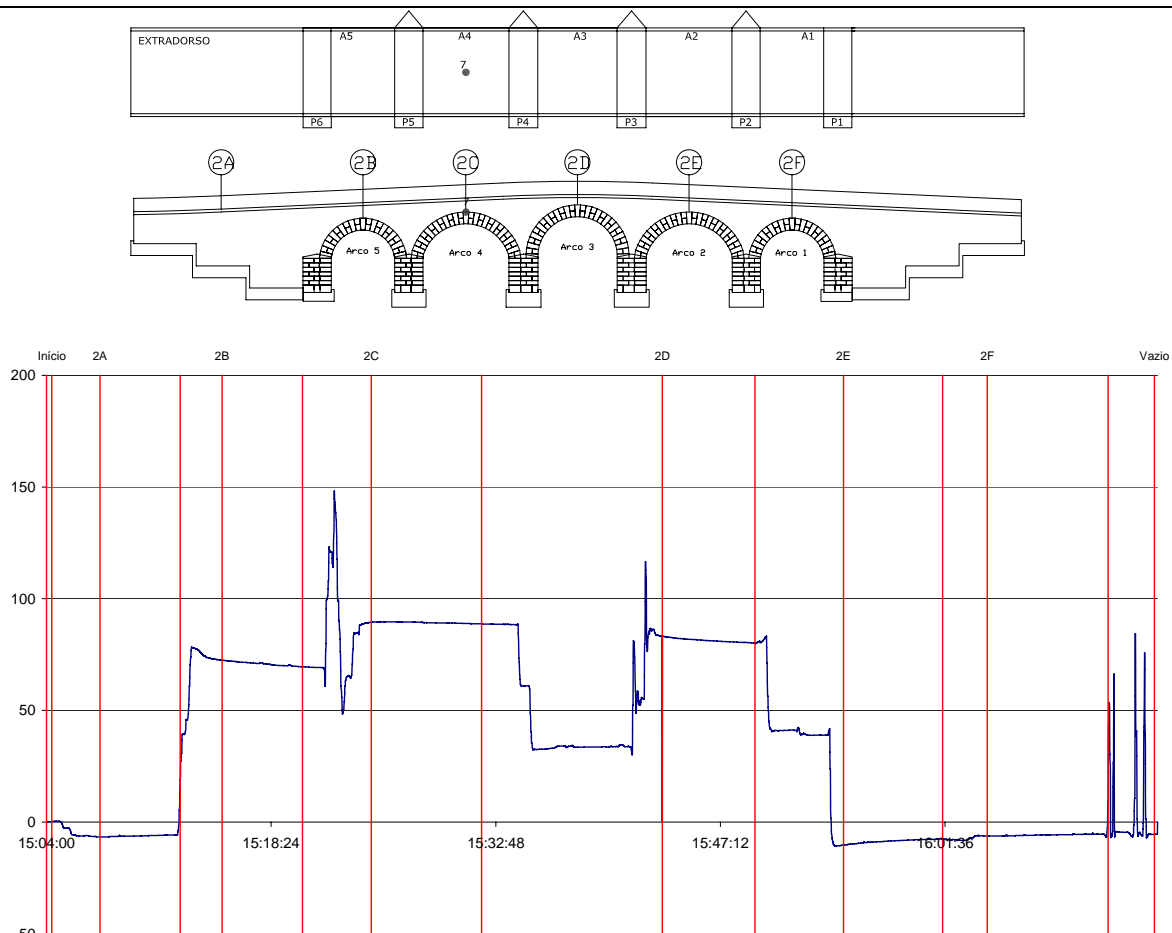


Figura 6. 16 – Arco 4 – Célula de pressão C7 – localização/percurso e representação gráfica



Interpretação do gráfico / principais conclusões:

A evolução da resposta do sensor mostra-se coerente com o posicionamento dos camiões; Após atingir o seu valor máximo (posição 2C), apresenta uma quebra acentuada correspondente ao avanço dos camiões para uma posição intermédia (entre 2C e 2D); Quando os camiões estabilizam na posição 2D a célula volta a ter um incremento significativo, coincidindo esse patamar com a localização nessa secção dos eixos dianteiros dos dois camiões mais atrasados (ver posição 2D)

A recuperação para os valores iniciais é atingida, verificando-se uma pressão residual de valor aproximadamente constante.

Comparando os valores máximos do percurso 1 e 2, constatamos que a forma de aplicação da carga e a sua degradação são factores por vezes mais condicionantes do que o valor da carga, isto é, o aumento de carga no arco devido à presença dos quatro camiões teve uma contribuição menor do que a aplicação da carga no alinhamento vertical de meio-vão (acção conhecida como "força de faca") embora de apenas dois camiões.

Em relação aos valores máximos para os percursos 1 e 2, pode estabelecer-se a seguinte relação:

**Posição 1F**

Peso dos eixos traseiros de um camião: 25ton

Carga actuante sobre o fecho do arco 4 (célula de pressão C7): 2camiões\*25ton=50ton

Valor da célula de pressão C7 na posição 1F: 165 kPa

Para comparar com este valor, considerou-se a posição 2D, em que os eixos dianteiros de dois camiões ficam próximos da aduela de fecho do arco 4:

**Posição 2D**

Peso dos eixos dianteiros de um camião: 15ton

Carga actuante sobre o fecho do arco 4 (célula de pressão C7): 2camiões\*15ton=30ton

Valor da célula de pressão C7na posição 2D: 85 kPa

**Comparação de resultados**

Relação entre a carga utilizada nos dois posicionamentos (%):  $30/50 \cdot 100 = 60\%$

Relação entre a resposta da célula C7 nos dois posicionamentos (%):  $85/165 \cdot 100 = 52\%$

Tendo em conta que a carga dos eixos dianteiros não está sobre a célula C7, pode considerar-se esta comparação como bastante satisfatória, confirmando uma boa correlação de resultados entre percursos.

### 6.3.2.3. Pressão vertical sobre o pilar P4

#### Percurso 1

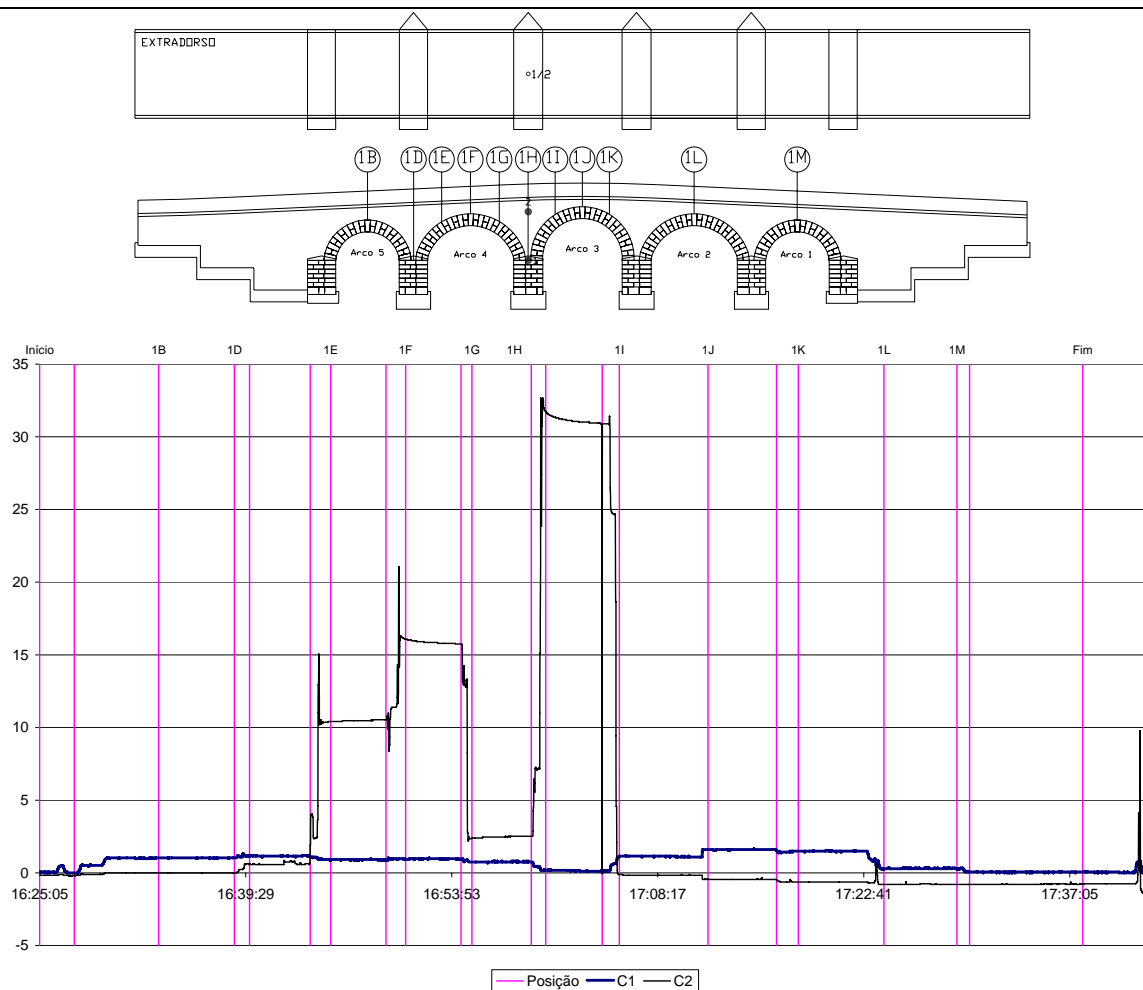


Figura 6. 17 – Pilar P4 – Células de pressão C1 e C2 – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

A evolução do gráfico da célula C2 mostra-se coerente com o posicionamento dos camiões;

A quebra acentuada de sinal na posição 1G em que seria expectável um sinal de valor intermédio entre os sinais de 1F e 1H poderá ter a ver com o posicionamento dos eixos dianteiros dos camiões próximos de A3 e os eixos traseiros próximos de A4, deixando a zona sobre o pilar em descompressão;

A célula C1 apresenta valores que podem ser considerados desprezáveis face ao erro admitido na medição. Numa avaliação meramente qualitativa, esta célula exhibe valores superiores nas posições 1J e 1K, quando estas posições se encontram fora da área de influência da célula C1;

Por outro lado, seria expectável que o valor máximo para a C1 fosse obtido na posição 1 H (carga aplicada na vertical da célula), tendo na realidade acontecido o fenómeno inverso, isto é, nesta posição o valor da C1 teve um decréscimo significativo. Uma explicação para este facto irá ser descrita no ponto seguinte.

Parece interessante verificar que a célula C1 apenas sofre pressões de valor desprezável, ou seja, pode dizer-se que para esta configuração geométrica, os extradorsos dos arcos recebem quase toda a carga mobilizada pelos camiões, mesmo na posição mais desfavorável (1H) em que os eixos traseiros dos camiões se encontram sobre o pilar P4;

## Percurso 2

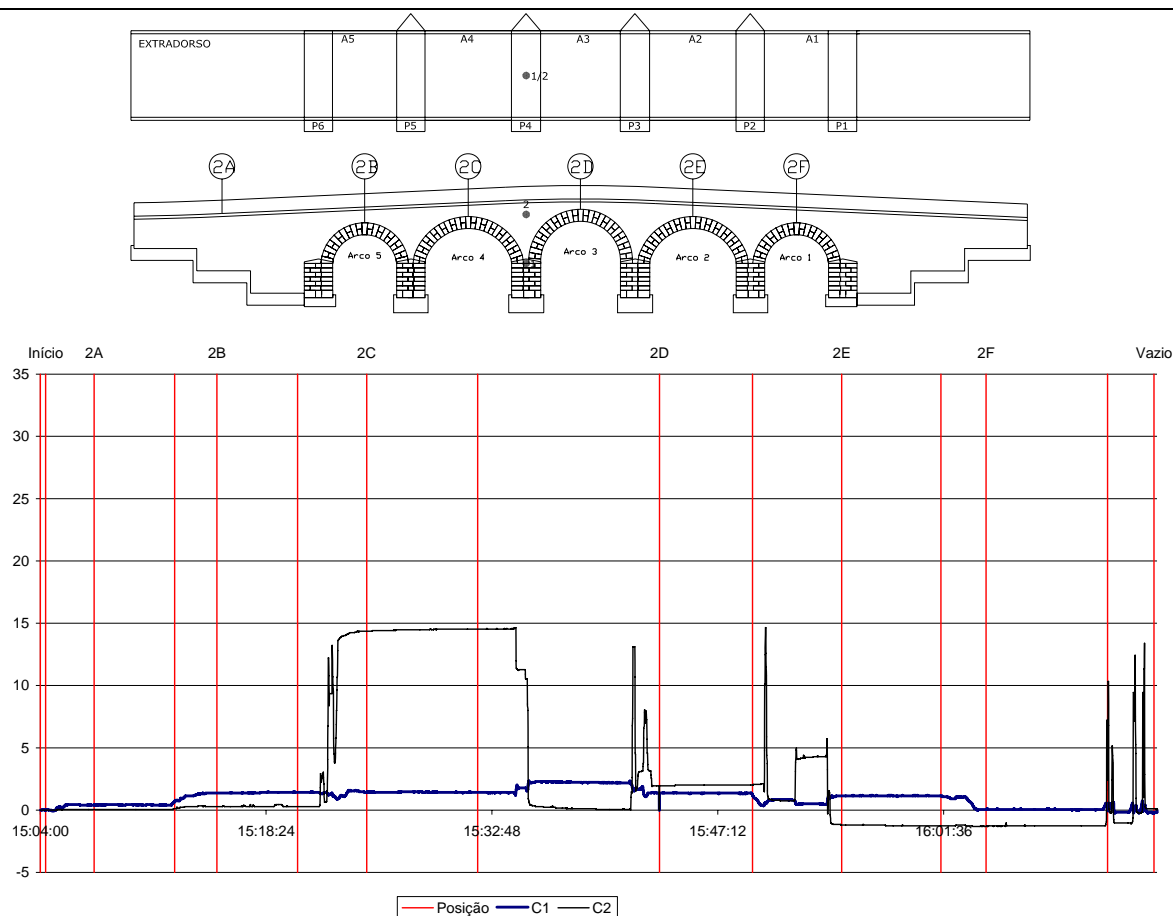


Figura 6. 18 – Pilar P4 – Células de pressão C1 e C2 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Em relação a este percurso, também a célula C2 se mostra coerente com o posicionamento dos camiões, com a excepção que se refere no ponto seguinte;

Na passagem da posição 2C para 2D seria expectável um sinal de valor intermédio entre os sinais dessas duas posições, uma vez que a carga aumenta no decorrer dessa estabilização, o que não veio a acontecer;

A célula C1 apresenta valores máximos inferiores a 3kPa, que podem ser considerados desprezáveis face ao erro admitido na medição. Numa avaliação meramente qualitativa, esta célula mostra-se todavia bastante coerente com a previsão teórica, atingindo o seu valor máximo na passagem da posição 2C para 2D;

Comparando os valores máximos do percurso 1 e 2, constatamos que a forma de aplicação da carga e a sua degradação constitui-se como um factor mais condicionante do que o valor da carga, isto é, o aumento de carga no arco devido à presença dos quatro camiões (percurso 2) teve uma contribuição menor do que a resultante da aplicação da carga no alinhamento vertical de meio-vão (acção conhecida como "força linear de faca") embora de apenas dois camiões (percurso 1).

Tal como referido para o percurso 1, parece interessante verificar que também no percurso 2 a célula C1 apenas sofre pressões de valor desprezável, ou seja, os extradorsos dos arcos recebem quase toda a carga mobilizada pelos camiões;

Da análise dos gráficos anteriores, podemos inferir que a magnitude da resposta das duas células C1 e C2 é bastante dispar, o que dificulta a interpretação da resposta da C1. Com o objectivo de averiguar o comportamento desta célula, foi individualizada a sua resposta a uma escala adequada.

### Percurso 1

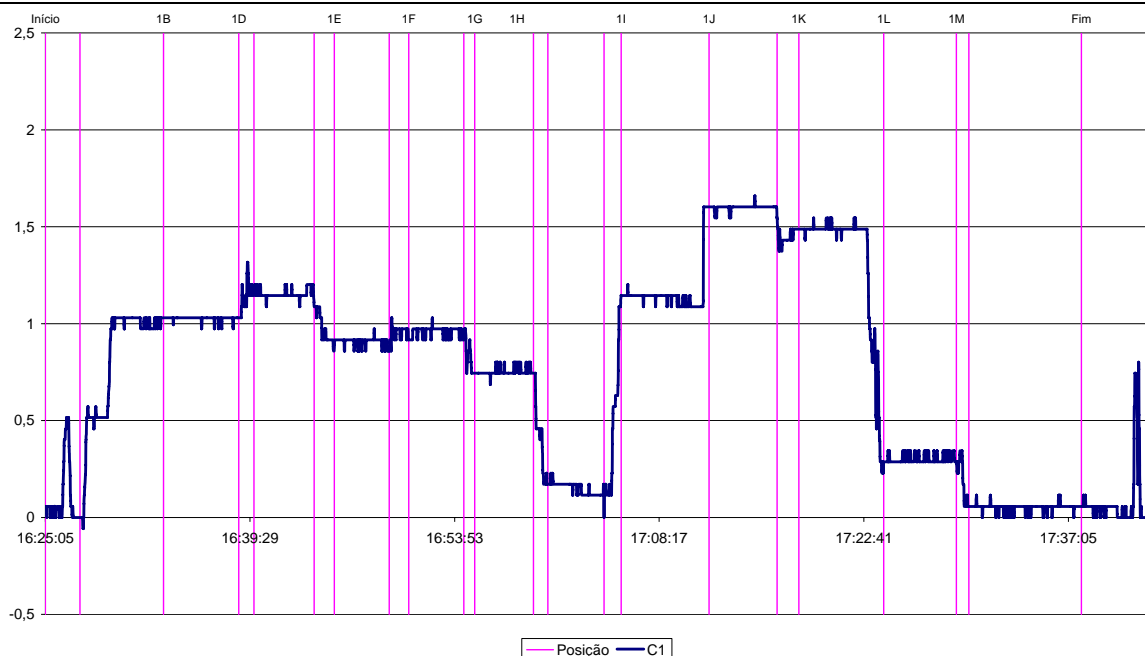


Figura 6. 19 – Célula de pressão C1 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

A evolução da resposta da célula C1 não se afigura muito conclusiva. No entanto, regista-se a título de comentário geral que a célula respondeu com um aumento de compressões para a quase totalidade das posições dos camiões, embora o seu valor permaneça inferior a 2kPa. Parece interessante verificar que na posição 1H se verifica um alívio de compressões, que poderá ser interpretado através do eventual efeito de arco que se estabelece ao longo do enchimento, ou seja, as cargas na posição 1H migram para os arcos adjacentes antes de se encaminharem para os pilares. Nas restantes posições, a carga que é mobilizada para a zona da célula resulta da degradação da carga dos rodados (logo, forças inclinadas), que evitam a formação do efeito de arco sobre o enchimento e permitem desta forma que, um ligeiro aumento de carga seja sentido por esta célula C1.

O fabricante destas células de pressão (Geokon) indica para esta célula uma precisão de  $\pm 0,5\%$  F.S., isto é,  $\pm 3$  KPa. Assim sendo, o registo feito pela mesma ao longo de todo o percurso encontra-se abaixo da precisão indicada, pelo que estes resultados devem ser analisados com muitas reservas.

Em relação ao percurso 2, a amplitude máxima foi de 2,5kPa, pelo que os comentários anteriores mantêm-se válidos também para este caso.

Uma conclusão que é possível retirar a partir da resposta da célula C1 em ambos os percursos é a de que o seu valor é continuamente inferior ao limite de precisão do fabricante, pelo que bastantes reservas devem ser colocadas na interpretação dos resultados desta célula.

#### **6.3.2.4. Secção interior de enchimento – Deslocamento entre muros tímpano**

A taxa de aquisição do sistema óptico é baixa, o que não permite obter leituras intermédias para os diversos sensores. Assim sendo, optou-se pela realização das leituras apenas depois dos camiões estabilizados. Em cada posição foram efectuadas cinco leituras de cada sensor. O valor apresentado em cada patamar resulta da média dessas cinco leituras.

## Percurso 1

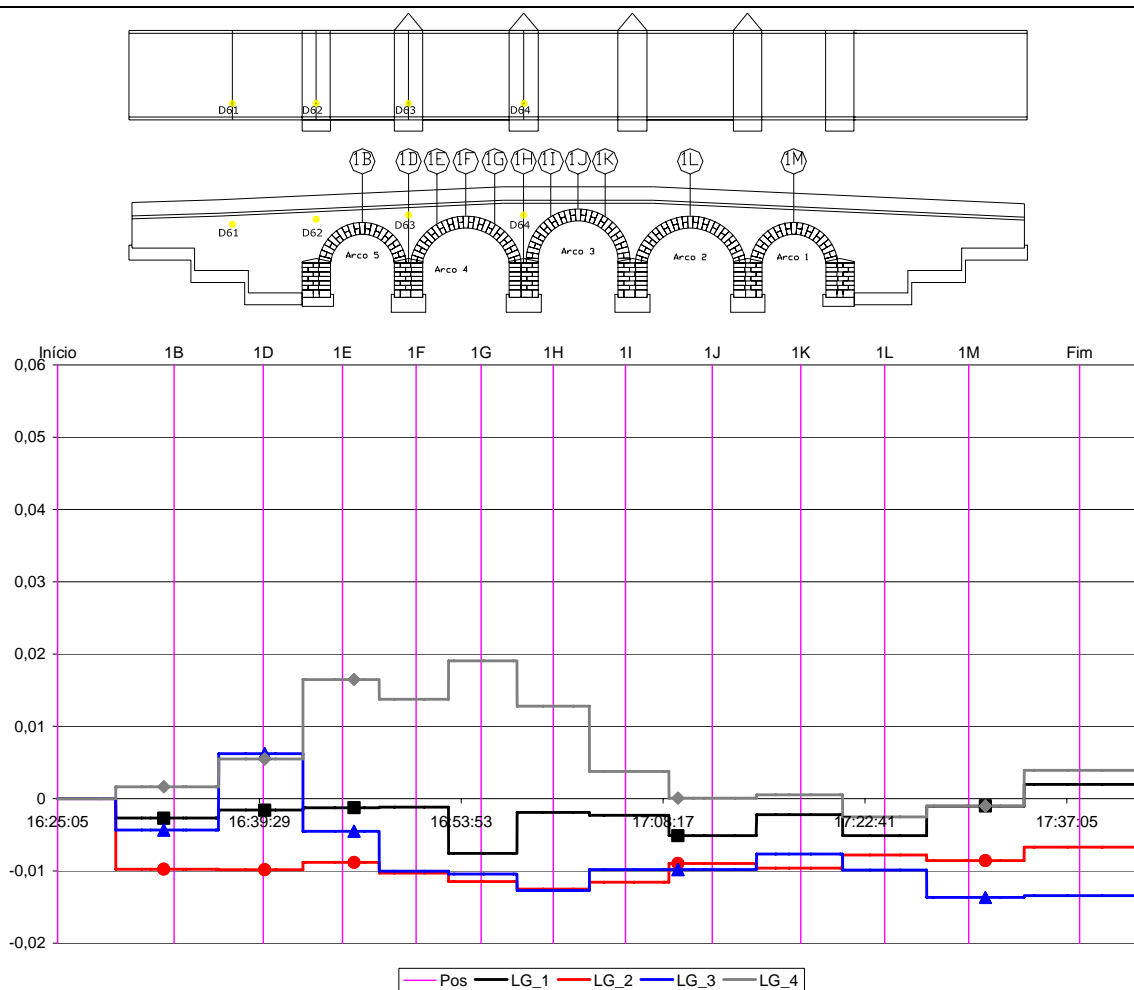


Figura 6. 20 – Pilares P4, P5, P6 e Encontro E2 – Extensômetros longos LG\_1 a LG\_4 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

A primeira posição deste percurso (1B) encontra-se já bastante afastada de LG\_1 e do LG\_2 (não esquecer que as posições se referem ao eixos traseiros dos camiões, e que os camiões se deslocam da esquerda para a direita, ou seja, do A5 para o A1). Assim sendo, parece coerente que estes sensores se mantenham com a sua resposta praticamente inalterada ao longo deste percurso.

Por outro lado, o LG\_3 reagiu com uma ligeiro afastamento na posição 1D, ou seja, no instante em que os eixos traseiros dos camiões estabilizaram sobre esse sensor, tendo de seguida permanecido constante até final do percurso.

Já o LG\_4 merece uma referência de nota, uma vez que a evolução da resposta deste sensor se mostrou coerente com os posicionamentos mais importantes dos camiões. Foi tendo aberturas sucessivas desde a posição 1B até à 1G, pelo efeito do carregamento primeiro dos eixos dianteiros dos camiões e depois pelos eixos traseiros; a partir desta última posição recuperou gradualmente até estabilizar em torno de valores próximos de zero.

## Percurso 2

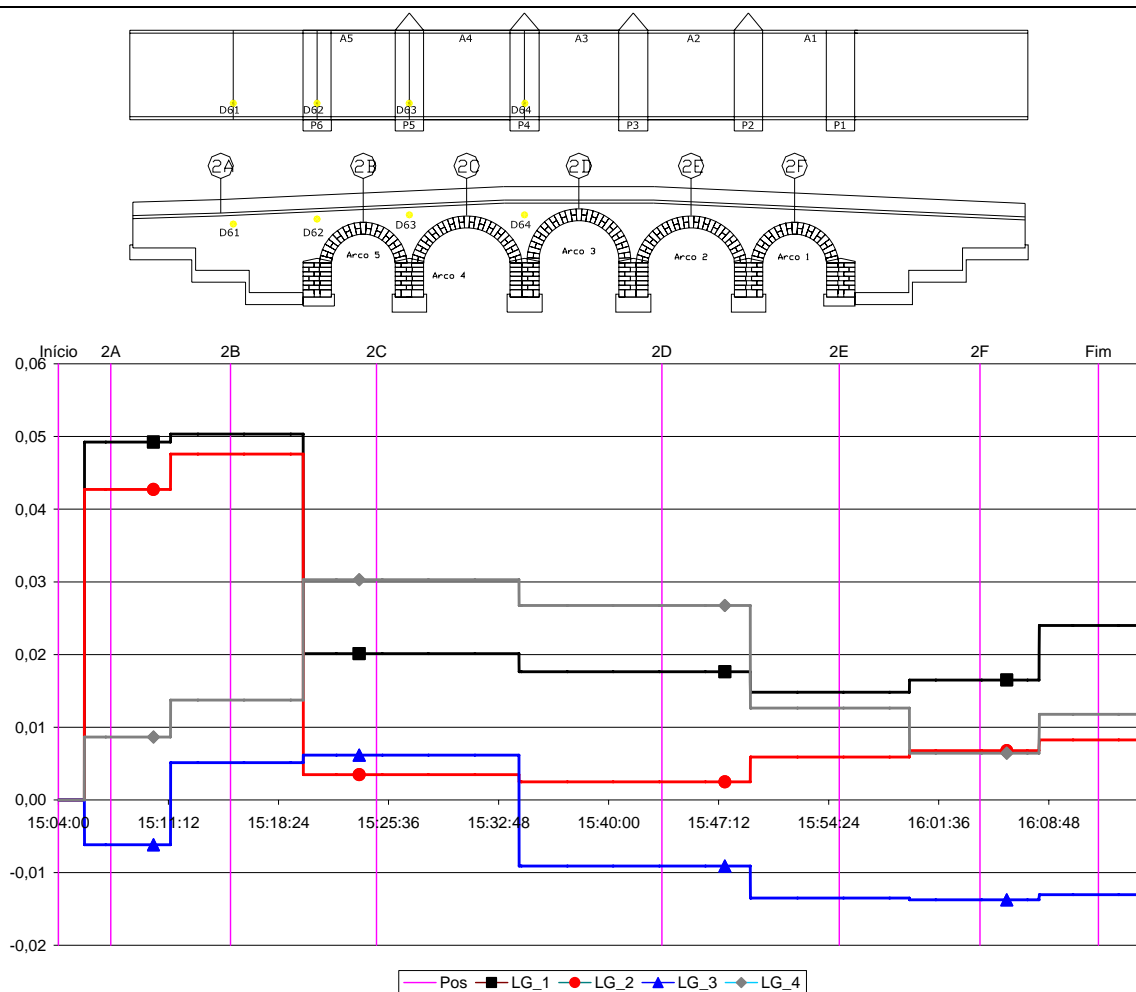


Figura 6. 21 – Pilares P4, P5, P6 e Encontro E2 – Extensómetros longos LG\_1 a LG\_4 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Os resultados afiguram-se como bastante coerentes; nas primeiras posições (2A e 2B) reagem os sensores LG\_1 e LG\_2, tendo a partir desta posição baixado e estabilizado para valores residuais.

Por outro lado, os sensores LG\_3 e LG\_4 exibiram valores máximos quando os camiões estabilizaram em 2B e 2C, claramente na zona de maior influência destes sensores. A partir da posição 2D voltaram para valores próximos dos iniciais, quando estes sensores se encontravam fora da área de influência dos camiões.

### 6.3.2.5. Semi Arco 4 - Gradiente de pressões ao longo do extradorso e intradorso (C3 a C7)

#### Percurso 1

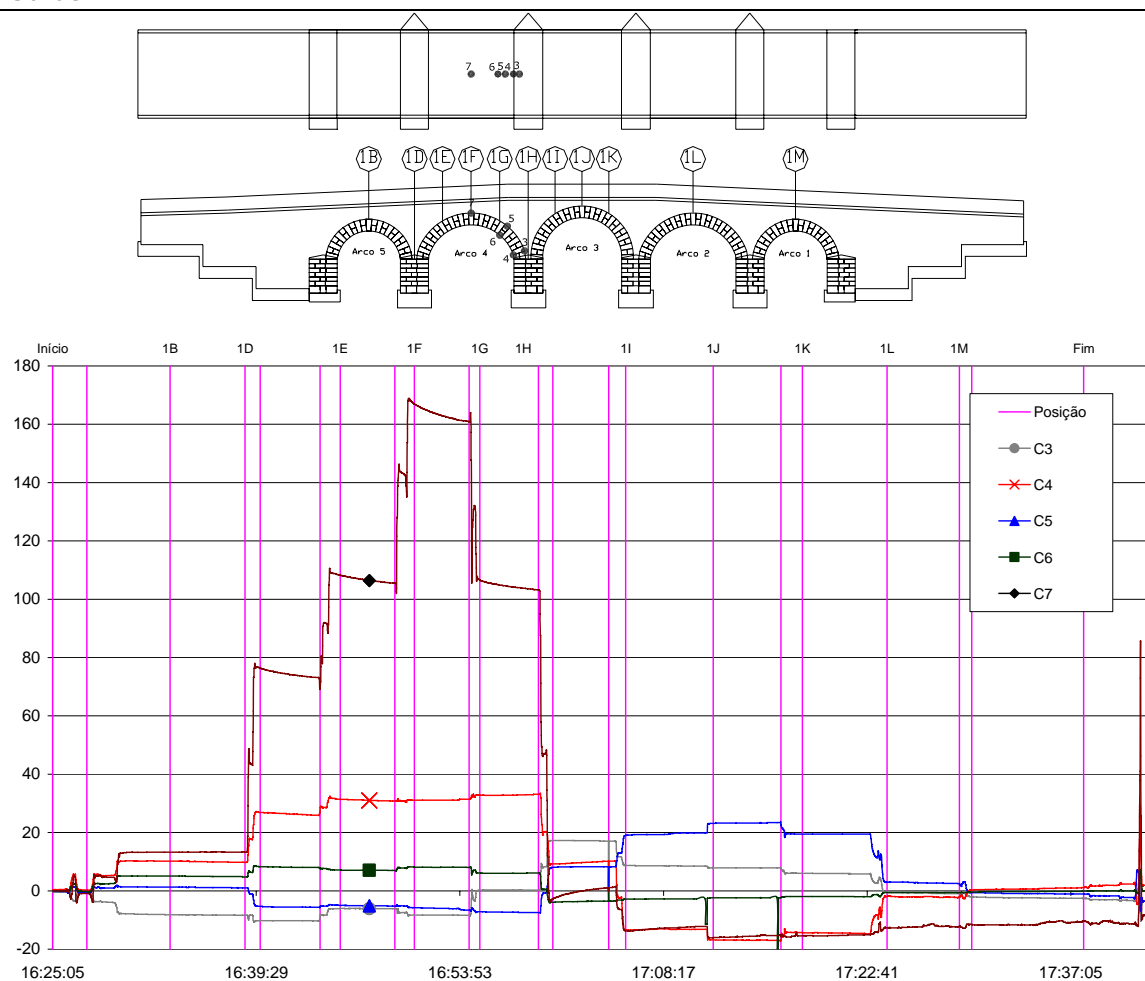


Figura 6. 22 – Arco 4 – Células de pressão C3 a C7 – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Observando as cinco células que se distribuem pelo extradorso/intradorso do arco 4, podemos constatar que os valores exibidos pelas células C7 (extradorso), C6 e C4 (intradorso) são superiores aos registados nas células C3 e C5, reflectindo um previsível encaminhamento da resultante da linha de pressões desde o extradorso do meio-vão, passando mais próxima do intradorso aos quartos de vão ( $C6 > C5$ ) e culminando ainda mais próximo do intradorso na nascedoura do arco ( $C4 > C3$ );

De uma forma geral as células exibem comportamento consistente com as mudanças de posição dos camiões.

De forma a ter uma análise comparada do gradiente de pressões ao longo das células instaladas no intradorso e extradorso do arco, evidencia-se para cada posição dos camiões,



a resposta média das células, através de uma representação esquemática ao longo do próprio arco (Figura 6. 24).

Apesar de não ter sido possível instalar uma célula de pressão no intradorso da aduela de fecho, entendeu-se preferível estimar um valor para se poder ter uma ideia da evolução de pressões ao longo da secção transversal de fecho do arco. Note-se, no entanto, que a representação teve em conta o cruzamento do comportamento teórico esperado com a resposta do extensómetro E1I\_L, que permite avaliar a tendência de aumento ou de alívio de compressões para cada posição.

Na Figura 6. 23, pretendeu realçar-se o comportamento desfasado das células, resultante do seu posicionamento ao longo do arco. Aplicando um conceito por analogia com materiais de comportamento elástico, estes gráficos permitem esboçar “linhas de influência” para cada célula de pressão do arco 4 sujeita à acção da carga móvel do camião ao longo do tabuleiro.

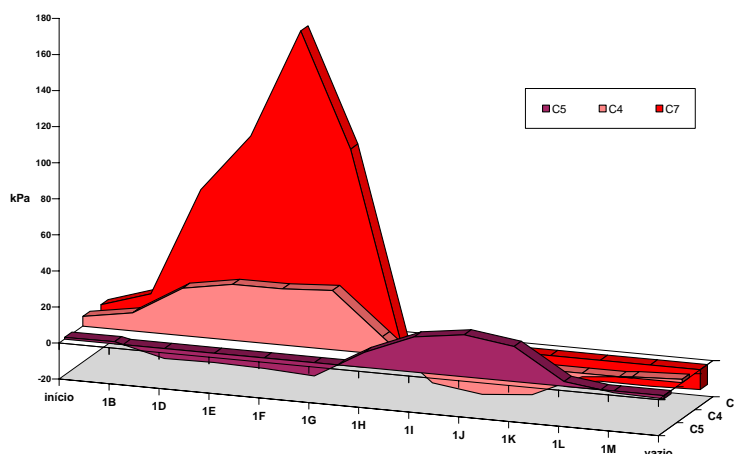


Figura 6. 23 – Arco 4 – Células de pressão C4 C5 e C7 – gradiente de pressões (valores médios)

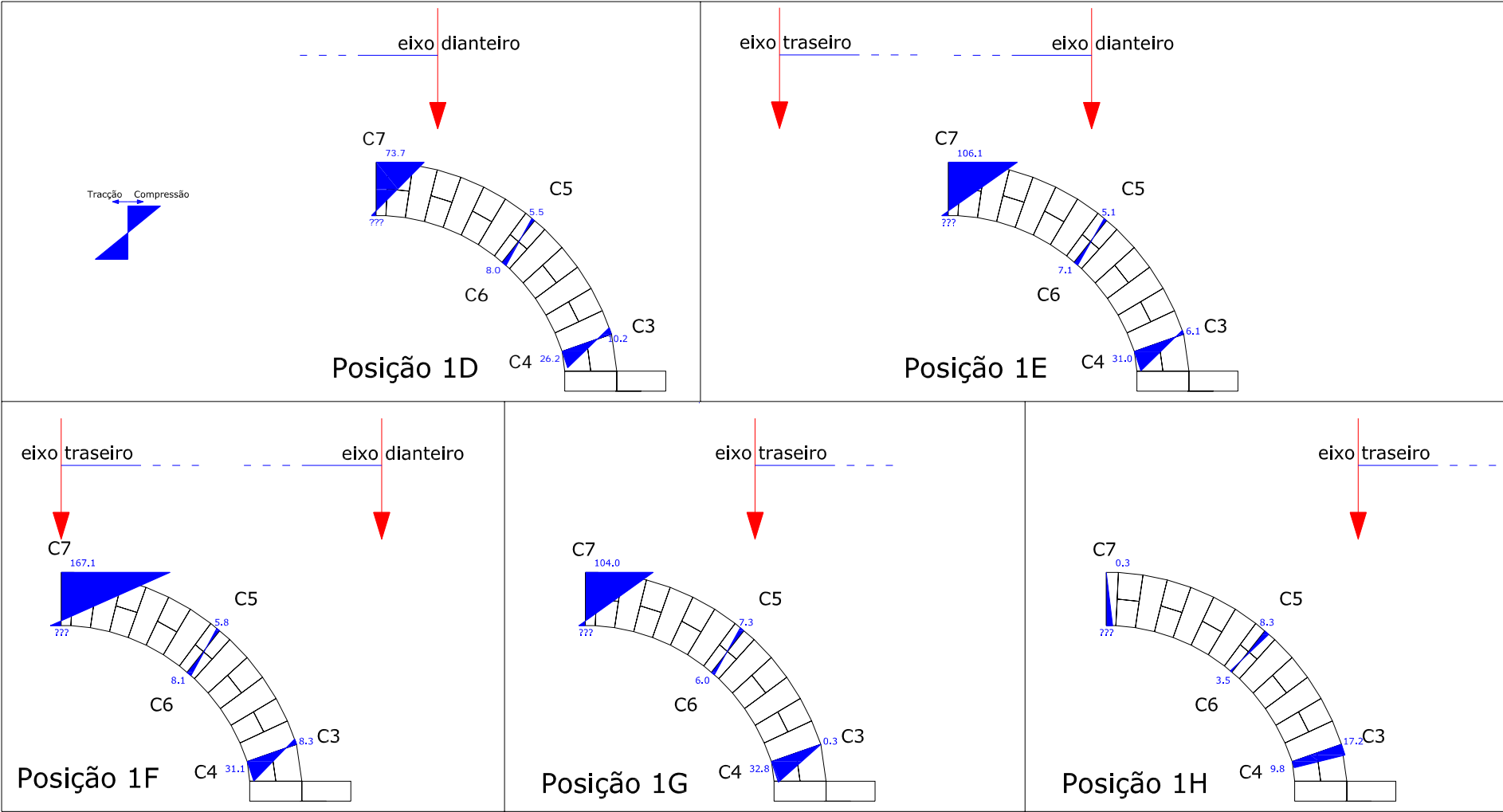


Figura 6. 24 – Arco 4 – Representação esquemática da resposta das células de pressão C3 a C7

## Percurso 2

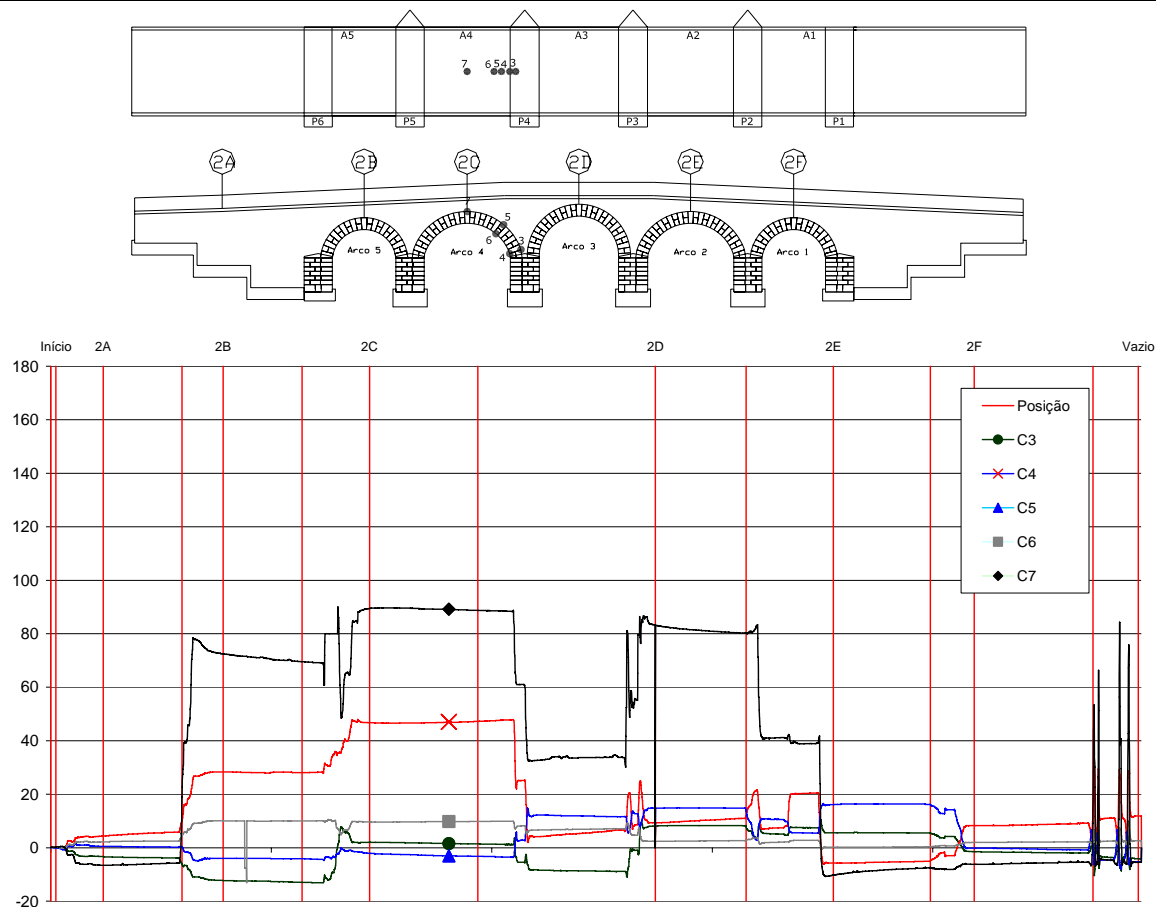


Figura 6. 25 - Arco 4 – Células de pressão C3 a C7 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Embora neste gráfico surjam pontualmente picos de sinal, estes não revelam significado físico, pelo que os comentários e as conclusões referidas para o percurso 1 mantêm-se válidos para este percurso 2. Tal como para o percurso 1, também o gráfico seguinte representa o gradiente de pressão para o percurso 2 ao longo semi arco 4 (Figura 6. 26).

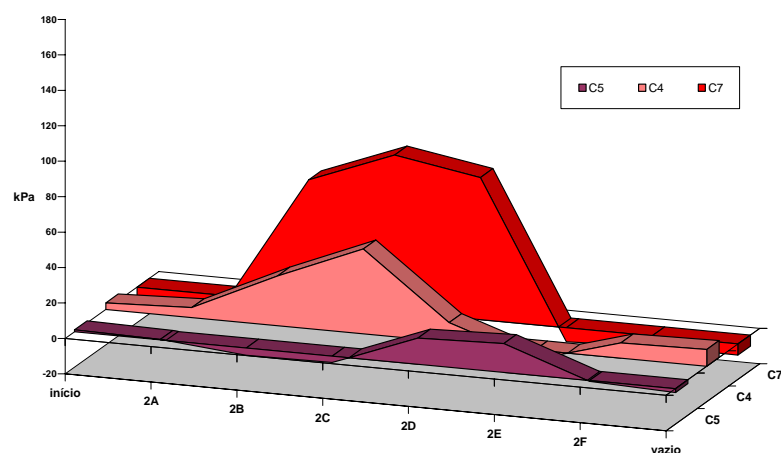


Figura 6. 26 – Arco 4 – Células de pressão C4 C5 e C7 – gradiente de pressões (valores médios)

### 6.3.2.6. Semi Arco 4 - Gradiente de extensões E1i\_L, E2i\_L e E3i\_L

Este ponto pretende averiguar a resposta de um conjunto de três extensómetros eléctricos que se encontram em três secções (1/2 vão, 1/4 vão e base do arco) do intradorso do semi arco A4 e no mesmo alinhamento longitudinal sob o muro tímpano de jusante, estando todos eles também orientados no sentido longitudinal da ponte.

#### Percurso 1

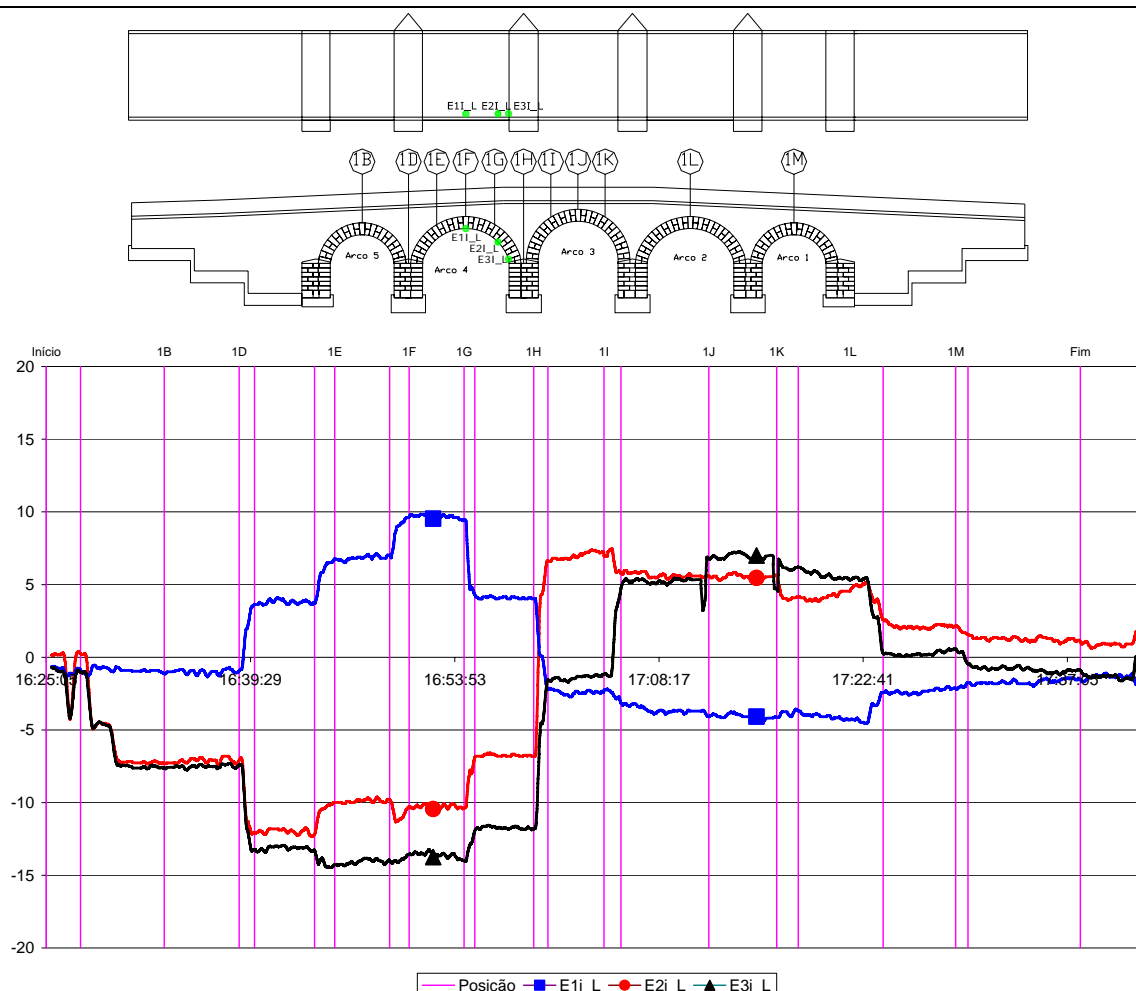


Figura 6. 27 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E1i\_L, E2i\_L e E3i\_L – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

O andamento dos extensómetros ao longo do intradorso do arco 4 mostra uma boa correlação com os posicionamentos dos camiões;

Em relação à maior zona de influência destes extensómetros, que será entre as posições 1D e 1H, podemos observar que o E1i\_L sofre tracções (alívio de compressões) enquanto os sensores E2i\_L e E3i\_L estão a ser comprimidos; nas posições seguintes os esforços invertem o

sentido, como seria expectável à luz da teoria dos arcos sujeitos a carregamentos centrados a meio vão (1º caso) e sujeito a carregamentos excêntricos (2º caso);

Este andamento tem correspondência com uma linha de pressões que anda próximo do extradorso na aduela de fecho e que rapidamente se encaminha para o intradorso à medida que percorremos as aduelas em direcção às nascenças do arco, ou seja, a resposta destes sensores conseguiu captar o comportamento teórico associado aos arcos de alvenaria

## Percurso 2

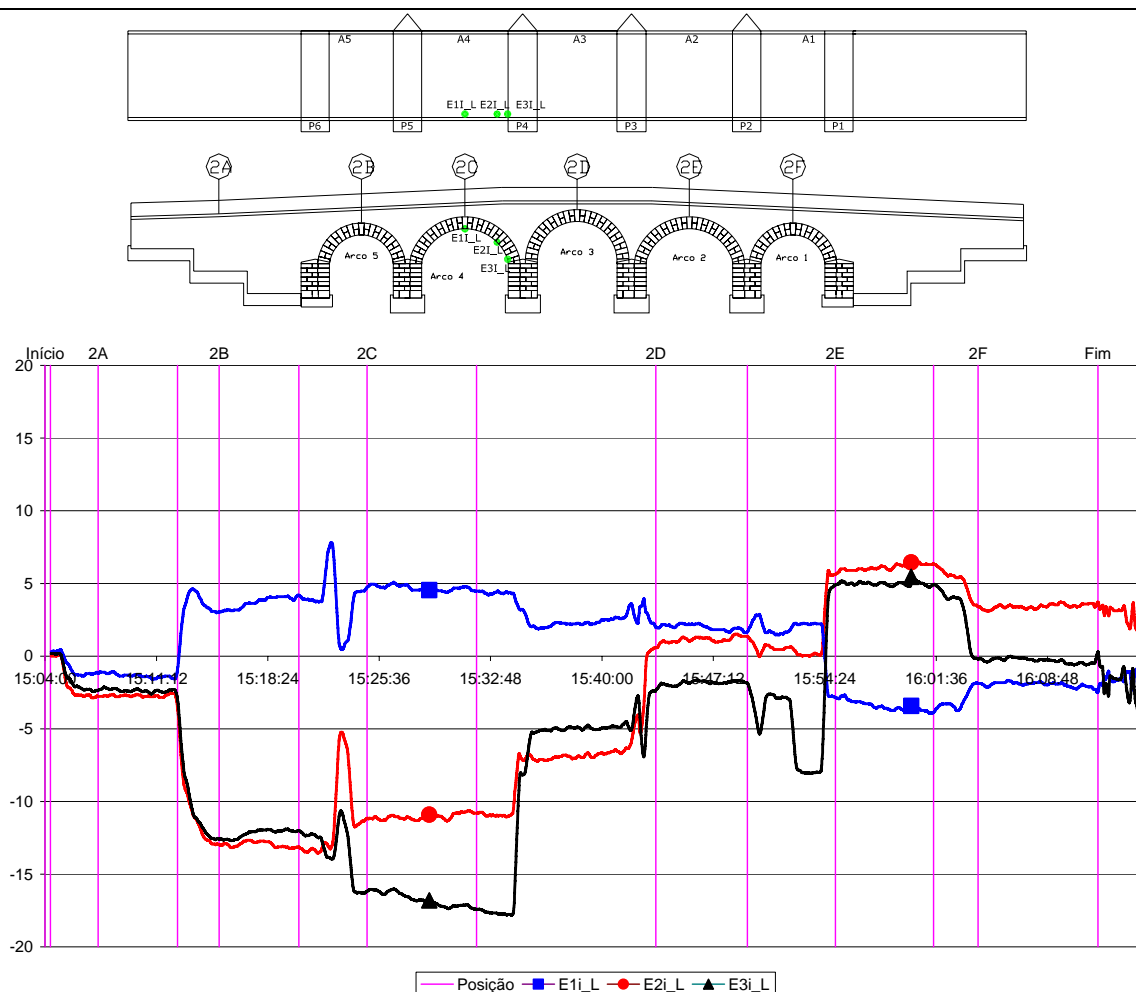


Figura 6. 28 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E1i\_L, E2i\_L e E3i\_L – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Mantendo válidas as conclusões enunciadas para o percurso 1, importa apenas realçar que os valores no percurso 2 são ligeiramente inferiores.

### 6.3.2.7. Semi Arco 4 - Gradiente de extensões E7i\_L, E8i\_L e E9i\_L

Tal como no ponto anterior, pretende agora averiguar-se a resposta de um conjunto de três extensómetros eléctricos que apenas diferem dos anteriores por se encontrarem no alinhamento central da ponte, estando todos eles também orientados no sentido longitudinal da ponte.

#### Percurso 1

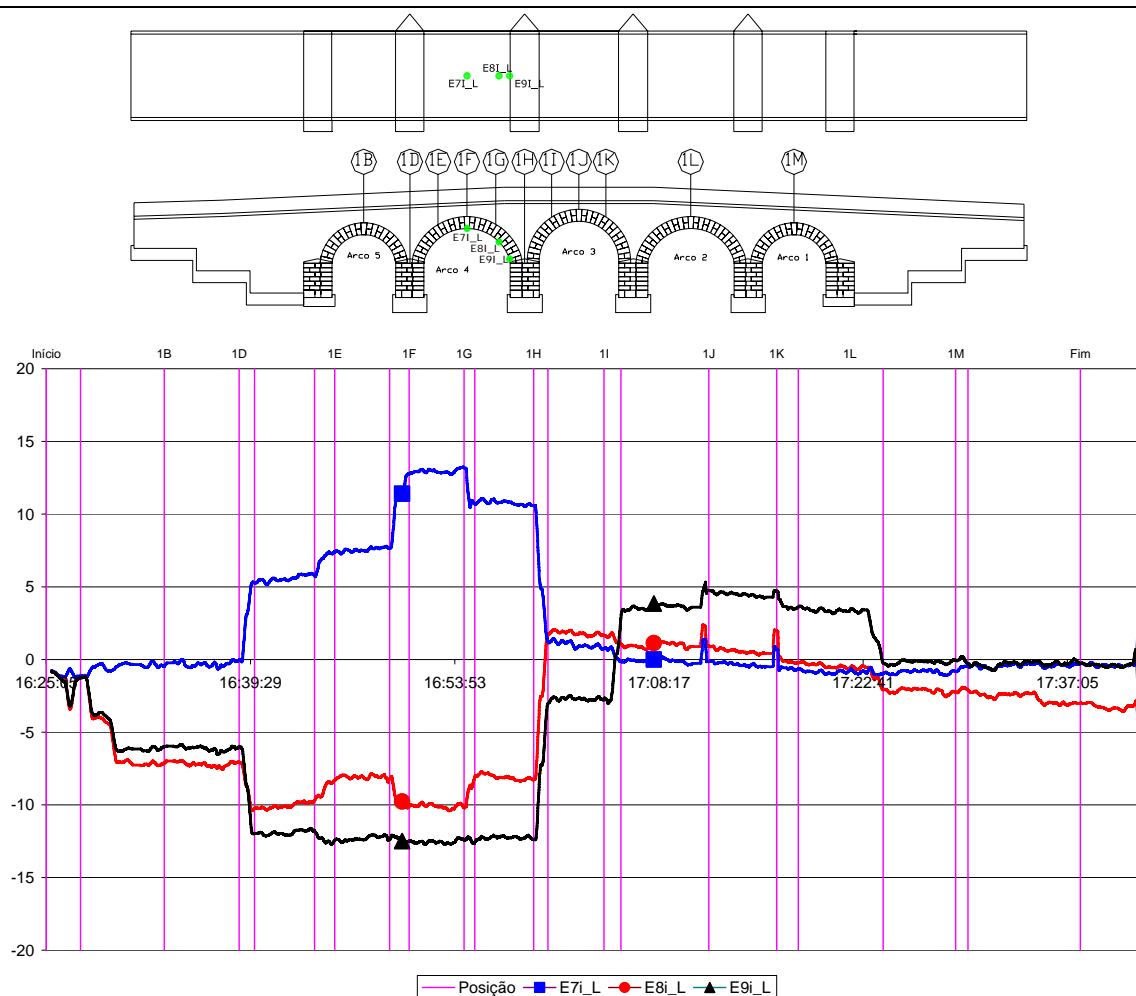


Figura 6. 29 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E7i\_L, E8i\_L e E9i\_L – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Os sensores E7i\_L, E8i\_L e E9i\_L ocupam posições idênticas aos sensores E1i\_L, E2i\_L e E3i\_L, apenas sofreram uma translação segundo um plano vertical, ou seja, estão agora alinhados com o eixo de simetria longitudinal da ponte. A resposta deste grupo de sensores foi em tudo idêntica à observada no grupo de sensores que se encontravam sob o tímpano.

Em termos qualitativos (andamento dos sensores ao longo dos vários posicionamentos) e em termos da correlação entre eles (sensor traccionado sob o fecho e os outros sensores comprimidos em direcção à nascença do arco) estas respostas são justificáveis e desejáveis. Todavia, seria expectável que em termos quantitativos, este grupo de sensores mostrasse uma amplitude de sinal bastante superior pois sobre eles actuam cargas que são sensivelmente o dobro das que ocorrem sobre o tímpano (influência de 2 conjuntos de rodados sobre o eixo de simetria em vez de 1 conjunto de rodados sobre o tímpano); Este comportamento leva-nos a pressupor que o pavimento (laje de pedra e enchimento) permite a transformação da carga pontual (rodados dos camiões) numa carga uniformemente distribuída ao longo da largura do tabuleiro;

## Percurso 2

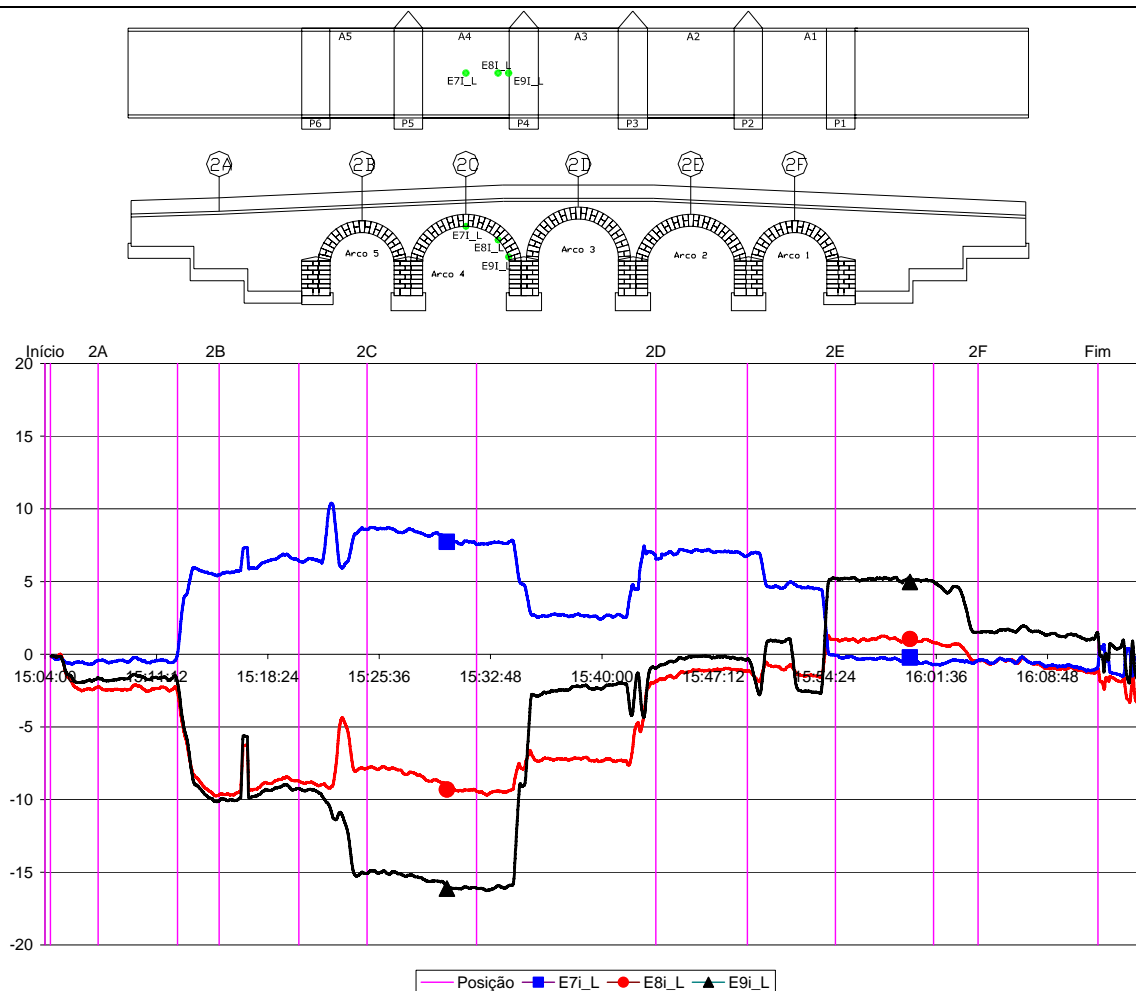


Figura 6. 30 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E7i\_L, E8i\_L e E9i\_L – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

As conclusões enunciadas para o percurso 1 mantêm-se válidas no percurso 2;

### 6.3.2.8. Semi Arco 4 – Extensões longitudinais vs transversais

Uma vez que o investimento associado aos extensómetros eléctricos é relativamente baixo, foi decidido colar em todos os pontos de medição e conjuntamente com o extensómetro cuja maior dimensão se orientou no sentido longitudinal da ponte, um outro que permitiria obter as extensões no sentido ortogonal ao primeiro, designados por extensómetros transversais.

Neste ponto procura-se fazer a comparação da evolução de dois pares de extensómetros ao longo de todo o percurso 2, remetendo-se para anexo resultados adicionais obtidos com outros pares de extensómetros.

Embora se tenham obtido bons resultados em alguns pares de extensómetros, tal como irá ser observado nos gráficos seguintes, deve contudo realçar-se a dificuldade sentida na validação de muitos extensómetros transversais, quer por danos do próprio extensómetro, mas sobretudo pelo baixo valor da extensão que se pretendia captar e que, num número significativo de sensores, não ultrapassava o ruído do próprio sensor.

#### Percurso 2

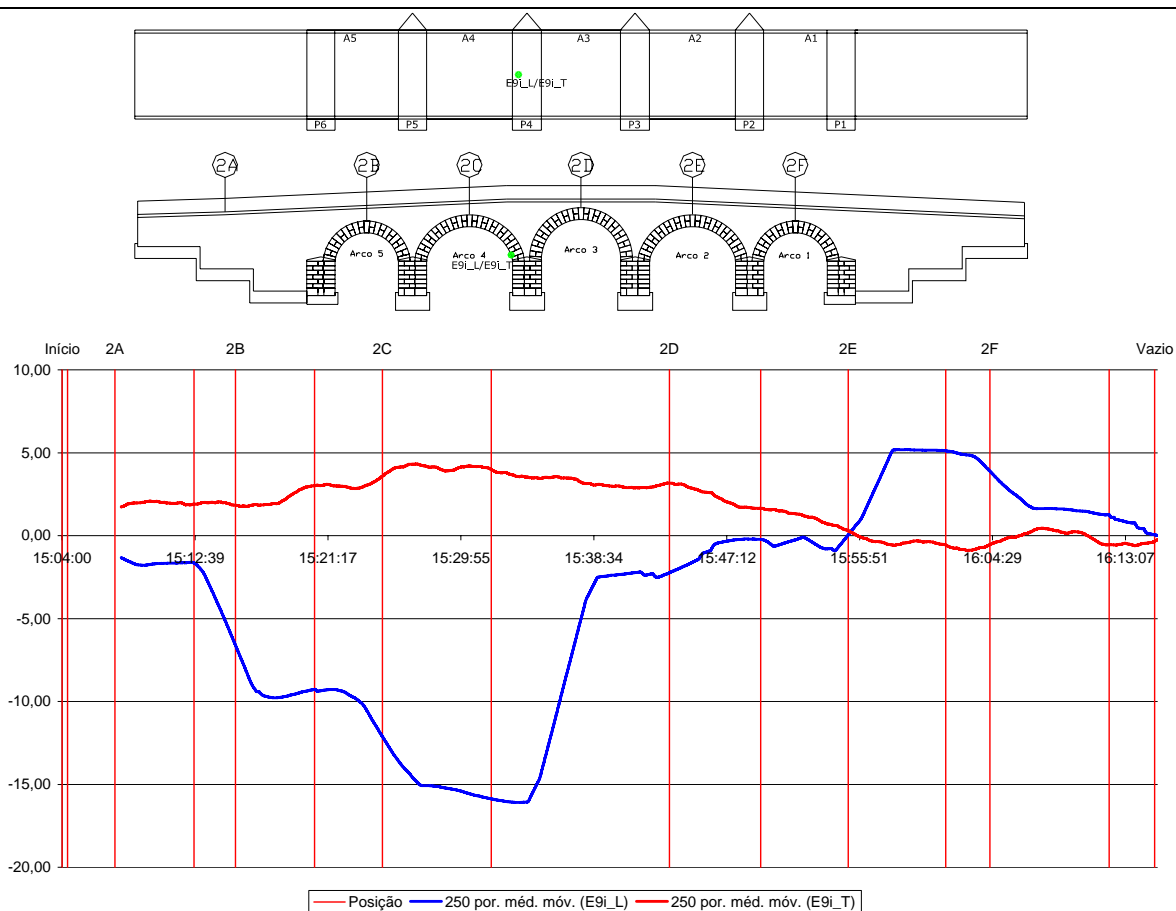


Figura 6. 31 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E9i\_L e E9i\_T – localização/percurso e representação gráfica



### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Os extensómetros E9i\_L e E9i\_T mostram uma evolução muito consistente com o posicionamento dos camiões ao longo do percurso 2; uma vez que este par de extensómetros está posicionado ortogonalmente entre si, os seus registos deverão ter sinais contrários, tal como se observa no gráfico apresentado;

Em termos quantitativos, podemos concluir que existe um factor de correlação entre estes pares de extensómetros que irá variar de acordo com o estado de tensão que sobre eles actua. No caso particular do estado de tensão ser de compressão uniaxial, o par de extensómetros deverá relacionar-se através do coeficiente de Poisson. Neste exemplo, podemos confirmar uma correlação muito clara entre os dois sensores. Se atendermos ao seu valor máximo (posição 2C), verificamos que a um valor de 15 *microstrain*\* do extensómetro longitudinal corresponde um valor de 3.8 *microstrain* do extensómetro transversal. O rácio obtido (que corresponderá à melhor estimativa do coeficiente de Poisson) é de 0.25, valor comum para este tipo de materiais.

### Percurso 2

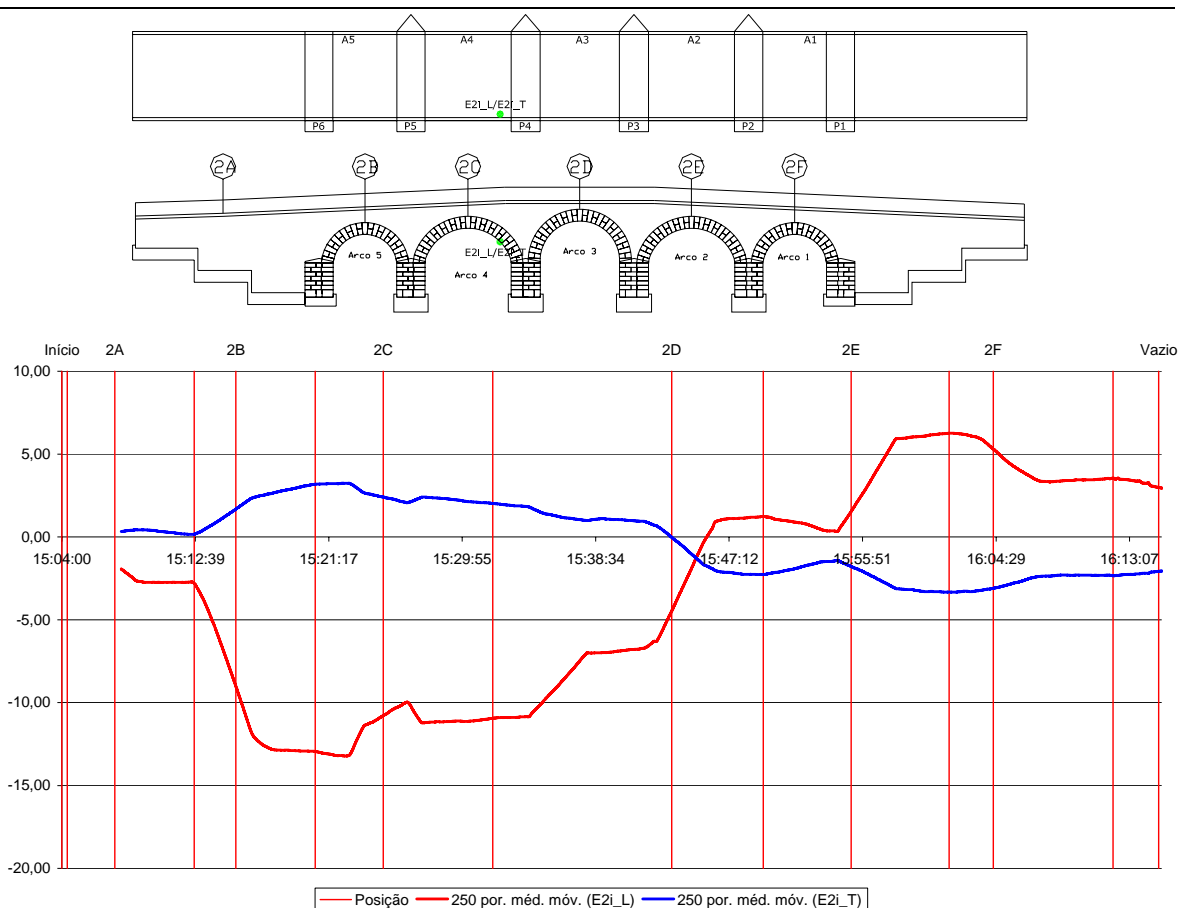


Figura 6. 32 – Arco 4 – Extensómetros eléctricos E2i\_L e E2i\_T – localização/percurso e representação gráfica

\* 1  $\mu\epsilon$  (microstrain) =  $10^{-6}$  m/m

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

As conclusões retiradas para o par de extensómetros E9i\_L e E9i\_T mantêm-se também válidas para o par E2i\_L e E2i\_T.

Em relação à escala apresentada, é de referir que os extensómetros foram “zerados”, isto é, foi-lhes retirado o desfasamento inicial. Assim sendo, os valores positivos exibidos pelo extensómetro longitudinal não indiciam forçosamente tracções na pedra, mas apenas um estado intermédio de descompressão relativamente ao valor inicial da ponte em vazio (ie, apenas com o seu peso próprio).

#### **6.3.2.9. Intradorso do A4 – deformações sob o muro tímpano e sob o eixo da ponte**

A inclusão deste ponto pretendia captar a conhecida diferença de rigidez resultante de sobre o arco se encontrar um muro tímpano ou material de enchimento.

Esta tarefa não se revelou simples e conclusiva, como se poderá comprovar pela análise das figuras seguintes.

Antes do comentário que os gráficos poderão suscitar, interessa registar as condições específicas em que ocorreu o ensaio e que poderão condicionar os resultados obtidos.

Durante todo o percurso 1 e 2, os rodados exteriores dos camiões estão a carregar directamente o muro tímpano, não se exercendo dessa forma degradação de carga pelo enchimento. Este facto induziria maiores tensões e consequentemente, extensões sobre o muro tímpano quando comparados com as correspondentes tensões exercidas pelos rodados junto ao eixo da ponte, cuja carga se irá degradar obrigatoriamente através do enchimento, induzindo menores extensões.

No entanto, outro factor irá tendencialmente produzir efeitos contrários: o valor da carga. Sobre o eixo da ponte teremos numa largura bastante reduzida dois conjuntos de rodados (provenientes de 2 camiões), ao contrário da zona sobre o muro tímpano, onde apenas actua um conjunto de rodados. Por este facto, as extensões sobre o eixo serão tendencialmente maiores do que no tímpano.

Uma vez que estes factores progridem em sentidos inversos, ou seja, produzindo efeitos contrários, torna-se difícil interpretar os gráficos que a seguir se apresentam.

## Percurso 1

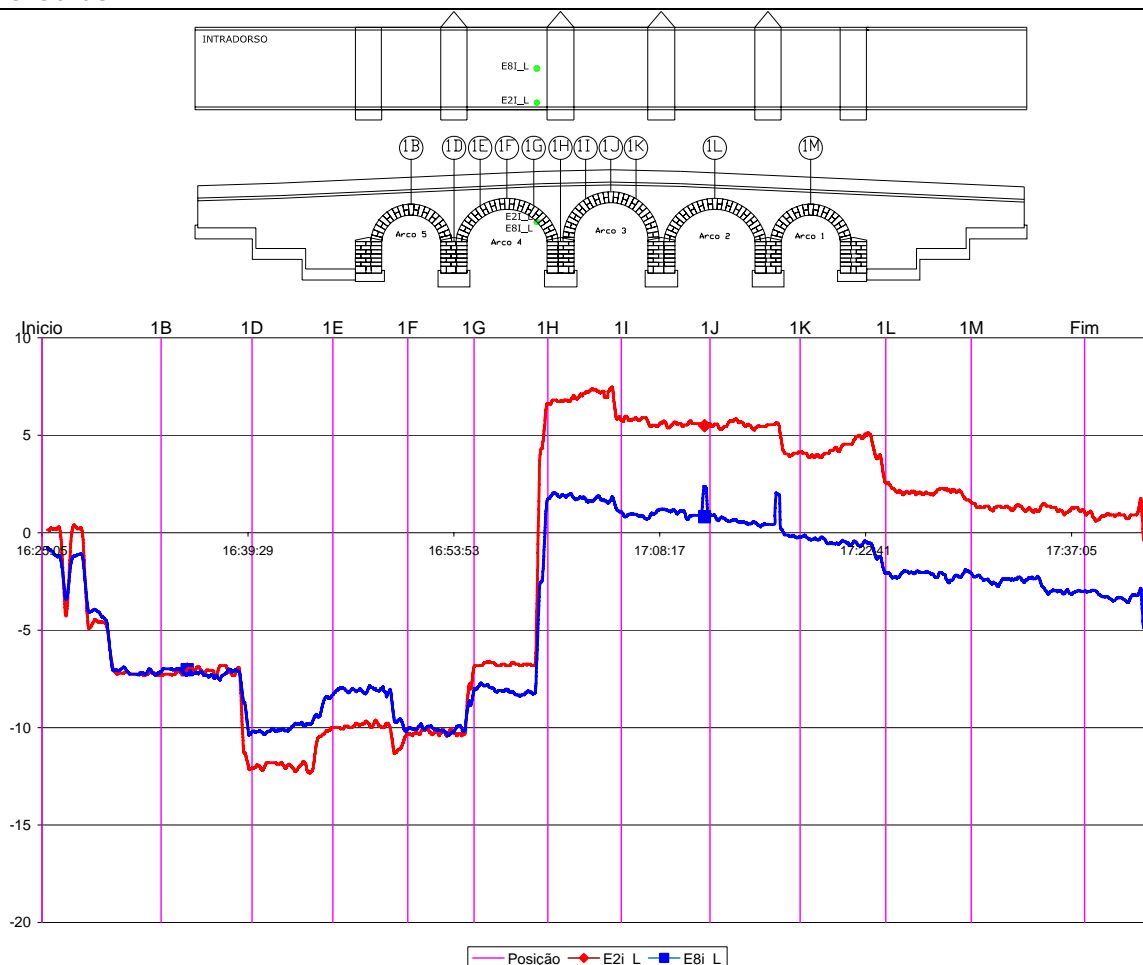


Figura 6. 33 – Sensores E2i\_L e E8i\_L – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

O andamento deste par de sensores mantém uma grande coerência no decorrer de todo o percurso. Em termos quantitativos, pode observar-se uma resposta com valores ligeiramente menores no extensómetro E2i\_L (junto ao tímpano) em relação ao E8i\_L (no eixo da ponte).

Na sequência do exposto anteriormente, torna-se difícil estabelecer uma relação unívoca “carga-efeito” para justificar a diferente deformabilidade do arco sob o tímpano quando comparado com o enchimento.

No entanto, destaca-se o comportamento muito semelhante dos dois sensores e a sua resposta consonante com o esperado para os diversos posicionamentos: nas primeiras posições indiciando fortes compressões, de seguida aliviando as mesmas quando os camiões se posicionam nos rins do arco para, finalmente, recuperarem a extensão inicial em posições fora da zona de influência do sensor.

## Percurso 2

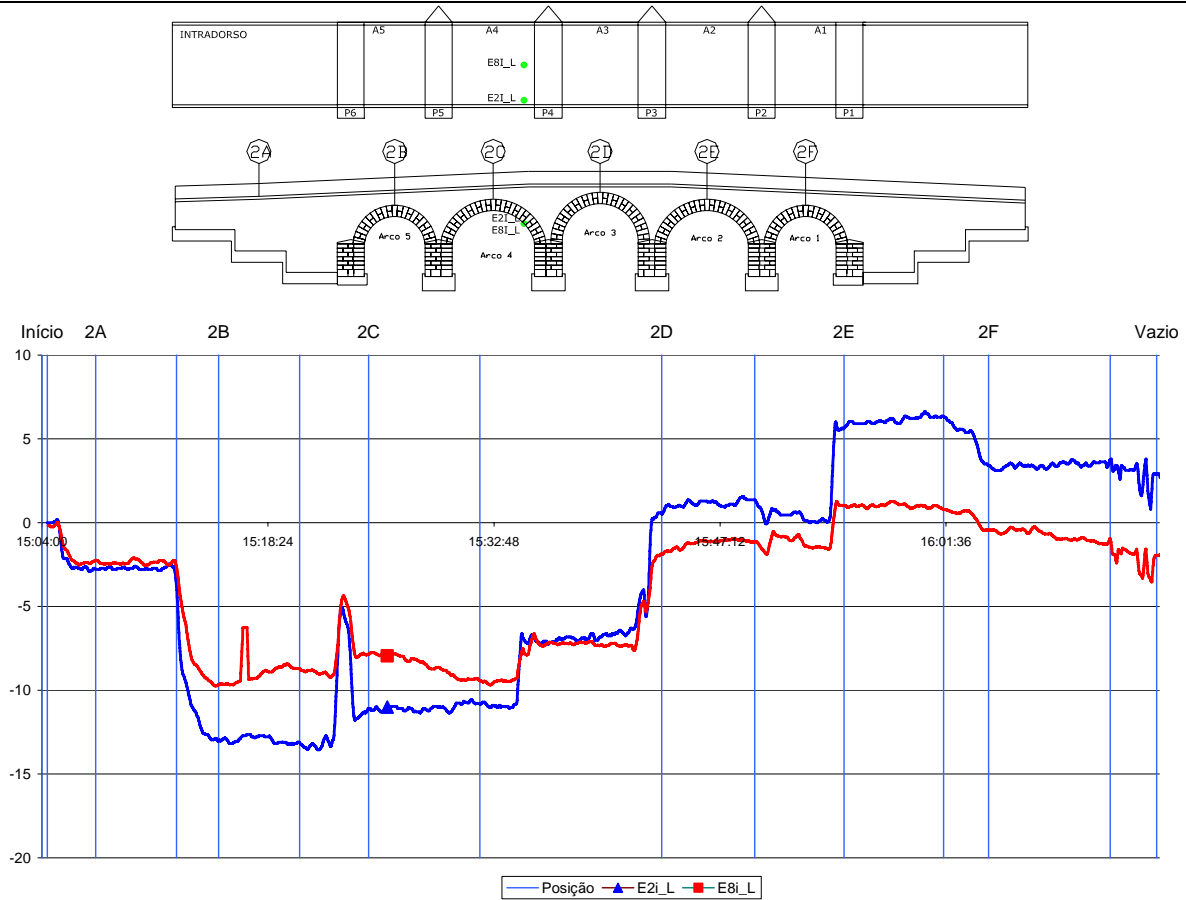


Figura 6. 34 – Sensores E2i\_L e E8i\_L – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Para este percurso 2, mantêm-se válidas as conclusões inferidas para o percurso 1.

### 6.3.2.10. Deformabilidade longitudinal do arco A3 e A4

Com o intuito de registar eventuais movimentos de abertura ou fecho nas juntas das aduelas centrais dos arcos 3 e 4, foram instalados 3 sensores dispostos em “z” na face jusante dos arcos, de acordo com a localização que se ilustra na Figura 6. 35.

#### Percurso 1

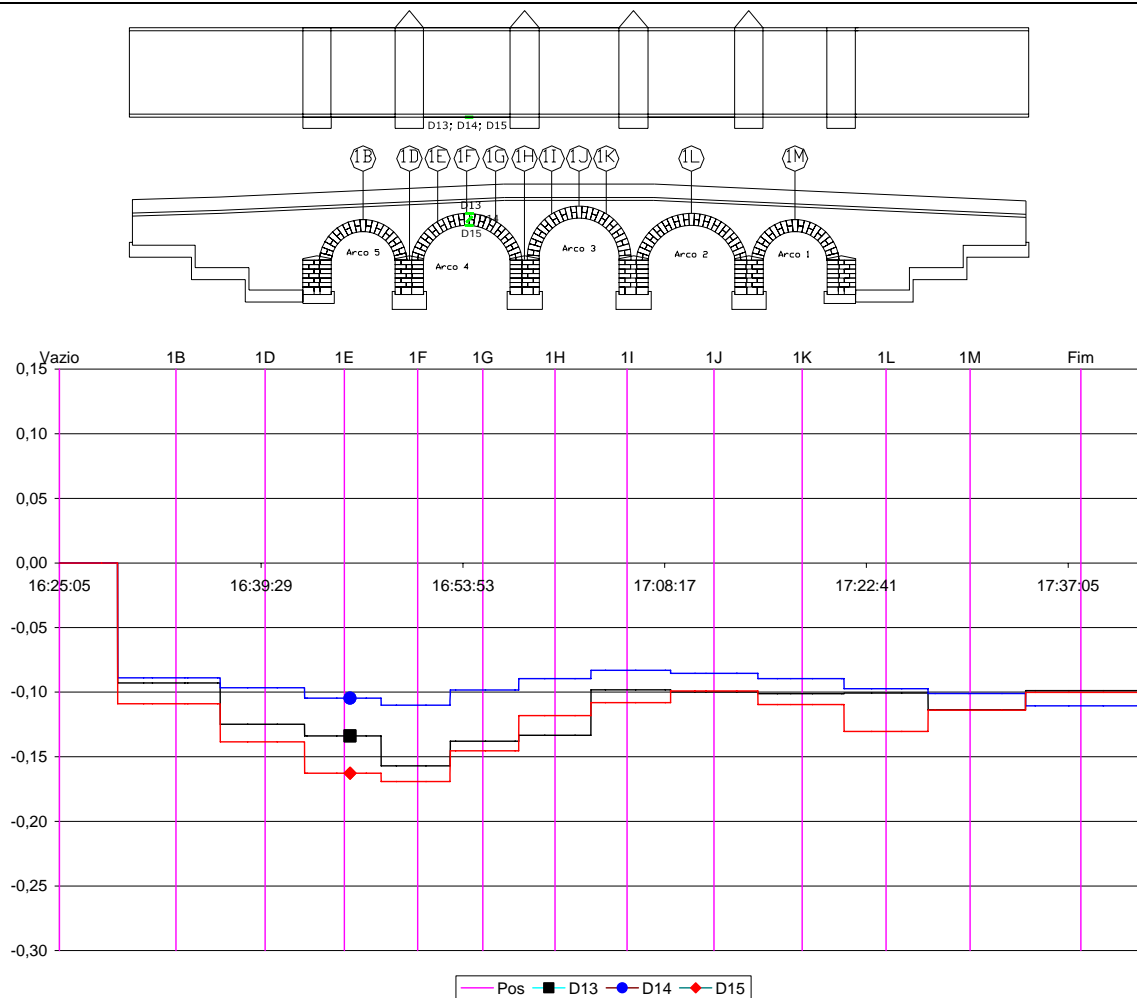


Figura 6. 35 – Arco 4 – Transdutores de deslocamento D13 a D15 – localização/percurso e representação gráfica

## Percurso 1

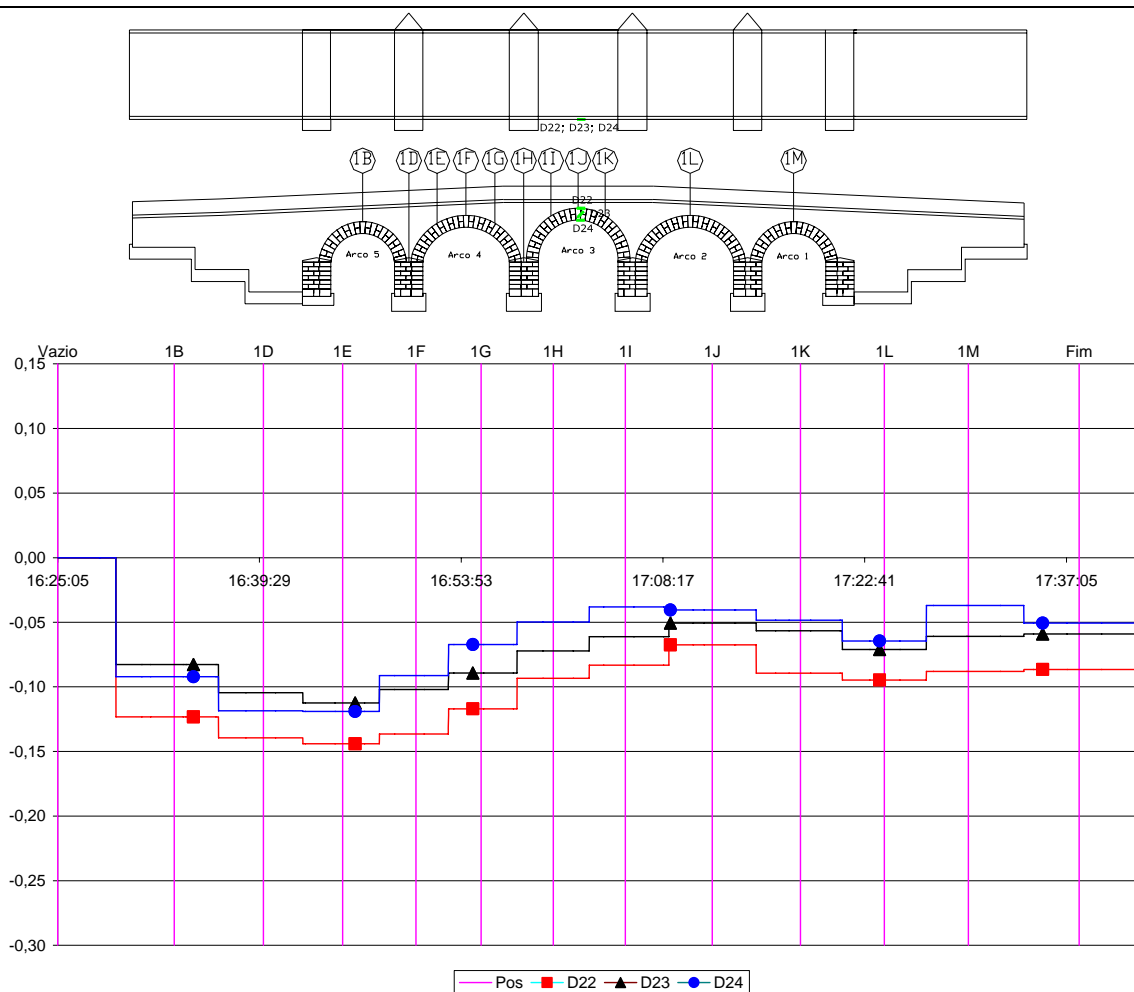


Figura 6. 36 – Arco 3 – Transdutores de deslocamento D22 a D24 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Fazendo uma leitura geral do andamento conjunto destes sensores, observa-se uma tendência comum a todos eles de exibirem compressões crescentes entre as posições 1B e 1F, coincidentes com a passagem dos camiões até ao meio vão do arco 4. De seguida, e até atingirem a posição 1I, os sinais invertem o seu sentido até os camiões se posicionarem fora do arco 4. A partir daqui observa-se uma ligeira compressão com pequenas oscilações em torno do valor de -0,1mm. Este andamento parece estar coerente com a passagem dos camiões. De facto, pode admitir-se como provável que as solicitações induzidas no arco pelos camiões são de tal modo baixas, de forma a ser razoável considerar uma lei de comportamento linear elástica para os materiais. As forças transmitidas ao arco poderão admitir-se como aproximadamente constantes ao longo de toda a altura da secção, pelo que desta forma se explicarão as compressões quase uniformes registadas pelos três sensores.

Atendendo agora aos transdutores do arco 3 (D22 a D24), é notável a similitude de resposta com os três sensores do arco 4, embora neste caso não seja possível encontrar um nexu causal entre a carga aplicada ao longo dos vários posicionamentos dos camiões e a resposta destes sensores ao longo do tempo, isto é, os sensores respondem para posições onde não existe sobrecarga aplicada (posição 1D, por exemplo) e quando se esperava uma maximização da sua resposta os sensores mantêm-se com valores praticamente constantes (posição 1J, por exemplo). Este andamento parece querer indiciar que a resposta destes sensores não é governada pela carga dos camiões, mas por outra causa que afecta de igual modo os sensores dos dois arcos ao longo do tempo, como por exemplo uma variação de temperatura. Em suma, parece razoável interpretar estes resultados com algumas reservas, tendo em atenção a ordem de grandeza dos deslocamentos que se estão a medir e que se pretendem justificar.

## Percurso 2

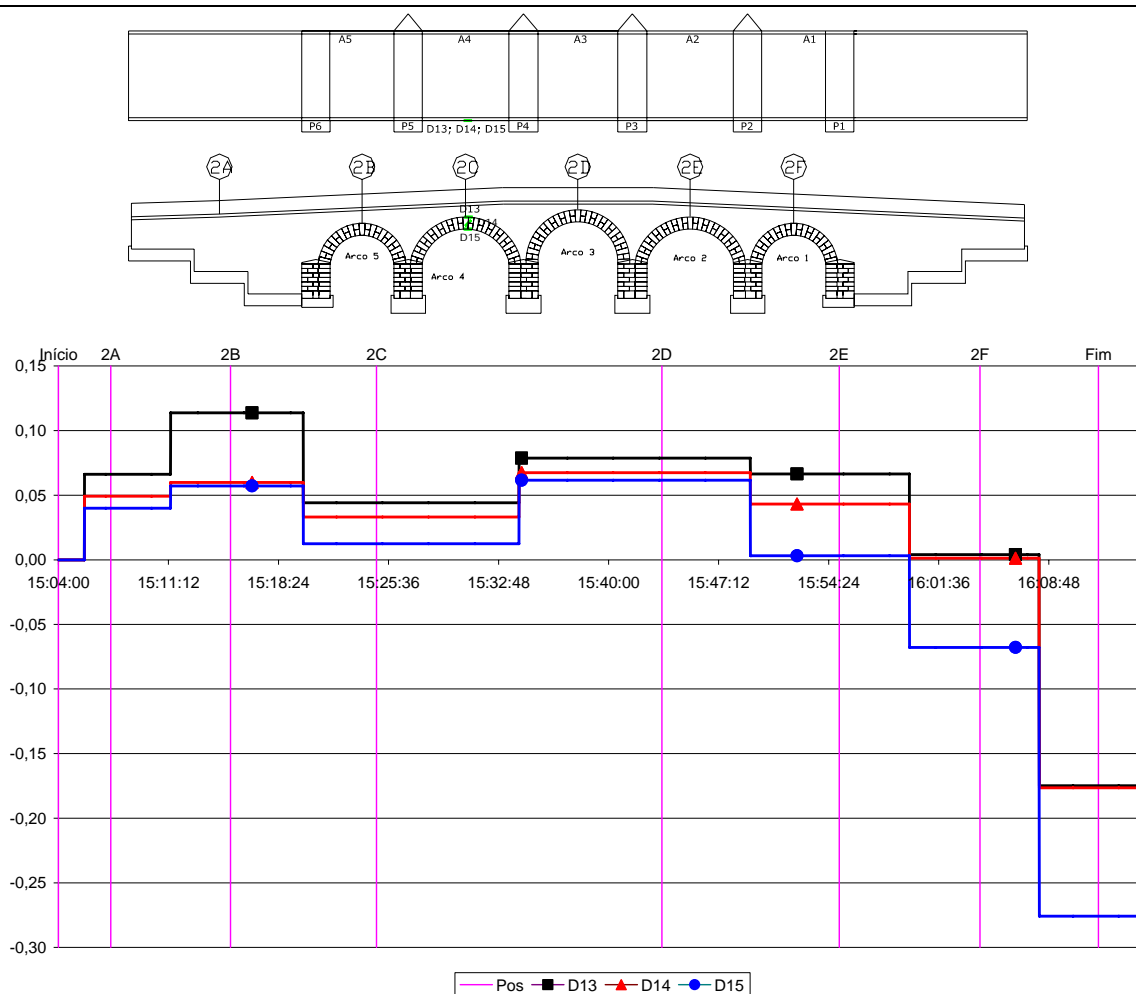


Figura 6. 37 – Arco 4 – Transdutores de deslocamento D13 a D15 – localização e representação gráfica

## Percurso 2

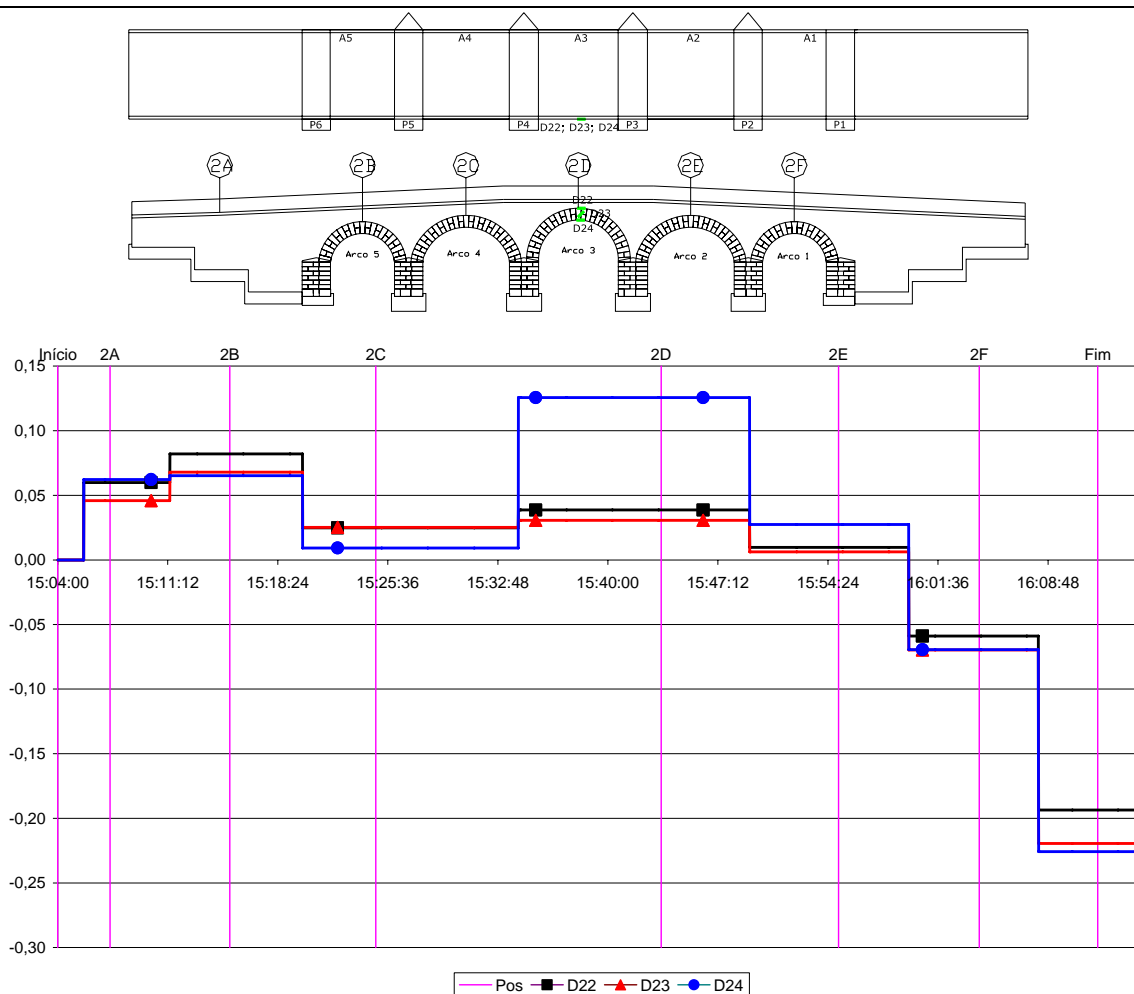


Figura 6. 38 – Arco 3 – Transdutores de deslocamento D22 a D24 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Tal como referido para o percurso 1, a resposta dos dois conjuntos de sensores dos arcos 3 e 4 não parece vir afectada pela passagem dos camiões, mas antes por um factor cuja variação ao longo do tempo é constante para toda a ponte, como o demonstram a semelhança de resposta dos sensores dos arcos 3 e 4 quando sujeitos a carregamentos que induzem esforços muito díspares nos respectivos arcos.

Embora os resultados não pareçam muito conclusivos e se tenha ponderado a sua não inclusão no corpo principal deste trabalho, pareceu importante evidenciar, por um lado, a paridade dos resultados dos dois conjuntos de sensores ao longo do tempo. Por outro lado, importa realçar a ordem de grandeza dos deslocamentos medidos, que é claramente inferior a 1mm.



### 6.3.2.11. Deformabilidade transversal sob o arco A4

Os transdutores de deslocamento D49 e D50 encontram-se alojados no intradorso do arco 4 orientados no sentido transversal da ponte, ou seja, pretendem medir deslocamentos ao longo do desenvolvimento da abóbada, permitindo captar eventuais efeitos tridimensionais na ponte.

Embora tenham sido também instalados dois transdutores em posições análogas no arco 3 (D54 e D55), optou-se pela sua não inclusão devido à não conclusividade dos resultados dos mesmos.

#### Percurso 1

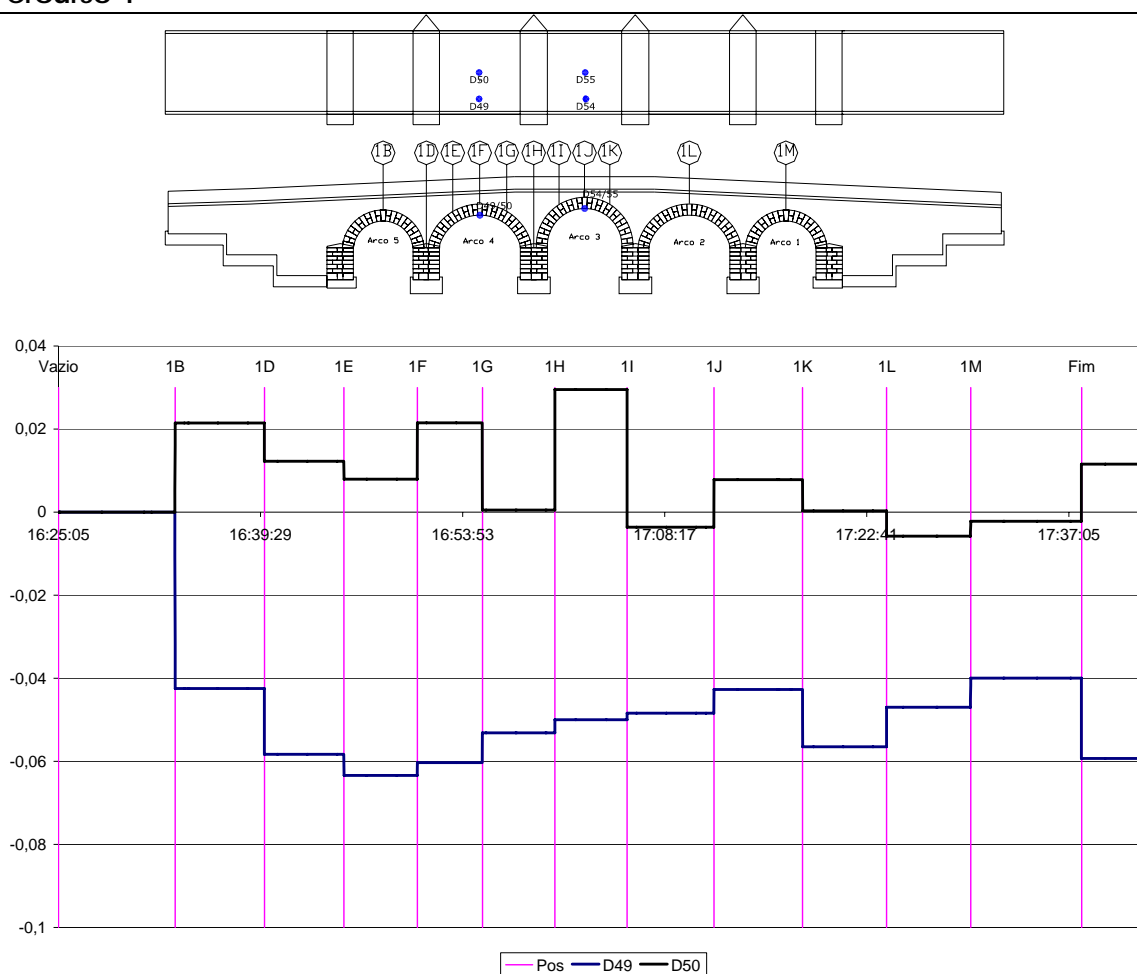


Figura 6. 39 – Arco 4 – Transdutores de deslocamento D49 e D50 – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

O sentido geral da evolução de ambos os transdutores D49 e D50 ao longo de todo o percurso 1 indicam uma tendência do primeiro para sofrer um fecho de junta (associado a esforços de compressão entre blocos), enquanto o segundo exibe tendência inversa de abertura de junta (associado a esforços de tracção ou alívio de compressões entre

blocos). Pese embora exista uma certa insensibilidade para os sensores recuperarem após a passagem dos camiões pelo arco 4, pode entender-se este comportamento como uma eventual “acomodação” das juntas da ponte.

Analisando então a ponte no sentido transversal, pode admitir-se a existência de esforços associados a flexão nesse sentido. Considerando uma fatia transversal do arco na secção em causa (fecho do arco 4), a sua deformabilidade vem condicionada pelo grau de encastramento conferido nas extremidades desta “viga”, dependendo este grau de encastramento da maior ou menor rigidez do tímpano associado a estas extremidades.

No caso do percurso 1, estando os eixos traseiros dos camiões sobre o tímpano, existe uma compressão adicional na zona do “apoio” que promove o encastramento no apoio. Assim sendo, parece razoável admitir que as extensões na zona próxima do “apoio” sejam de incremento de compressão no sensor D49, e de diminuição de compressão no sensor D50 na zona de  $\frac{1}{2}$  vão.

## Percurso 2

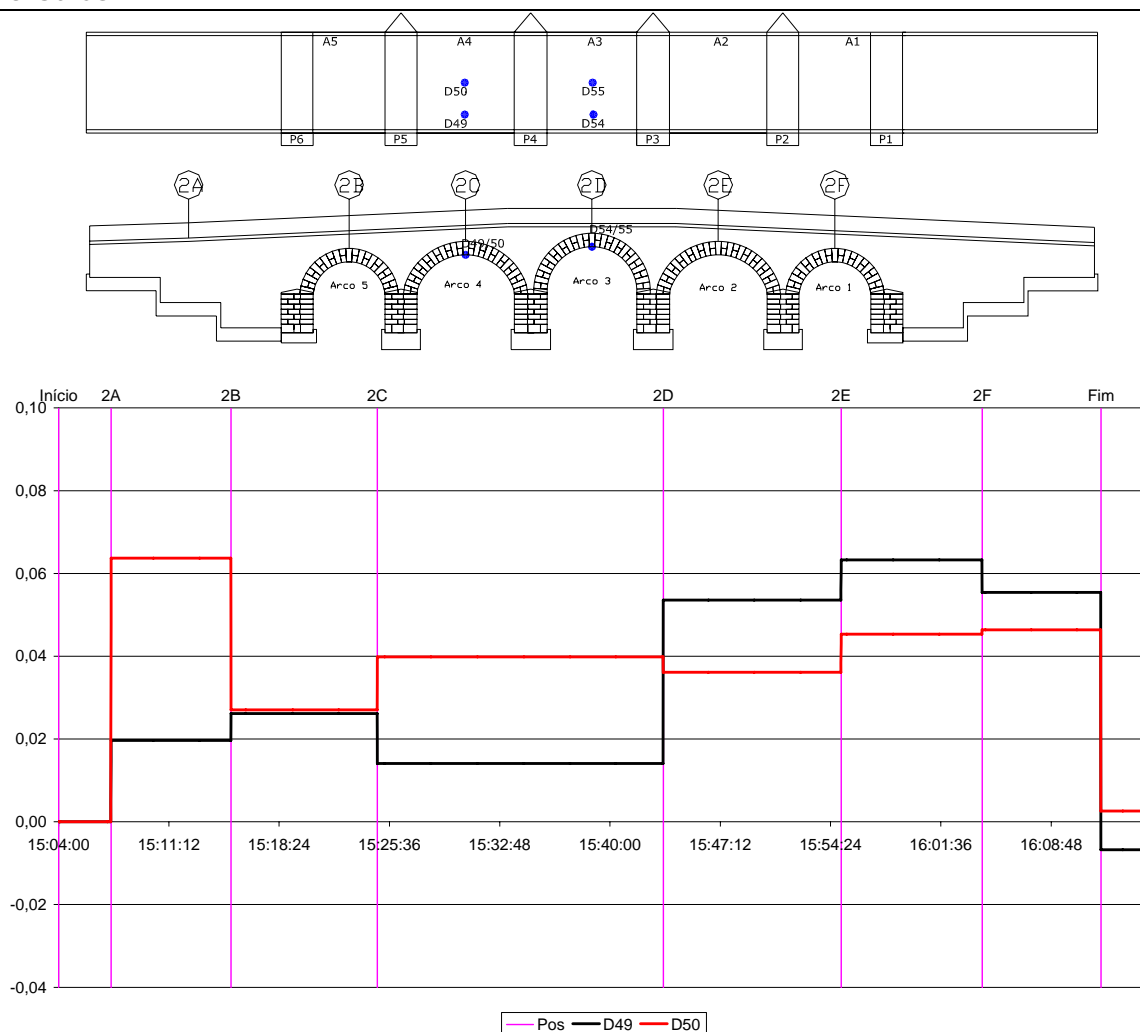


Figura 6. 40 – Arco 4 – Transdutores de deslocamento D49 a D50 – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Neste percurso 2 parece razoável admitir que esse grau adicional de encastramento promovido pelos rodados traseiros seja menor, porque os rodados dos camiões estão agora mais afastados do fecho do arco 4, o que poderá indiciar uma deformação da "viga" mais próxima da viga simplesmente apoiada, ou seja, com extensões de tracção no intradorso de toda a "viga". Efectivamente, a resposta neste percurso é de alívio de compressões, embora tal como no percurso 1, a resposta dos mesmos não se tenha modificado muito, mesmo após a retirada dos camiões.

Não obstante as justificações invocadas, pode concluir-se que, da análise dos gráficos anteriores, não se torna muito evidente a existência do efeito da flexão transversal sobre os arcos da nova PVF., ao contrário do que se estaria a prever segundo a análise teórica do comportamento de arcos de alvenaria.

### 6.3.2.12. - Extensão longitudinal vs transversal – *Composit Strain Gauge* ou Extensómetro de compósito

#### Percurso 1

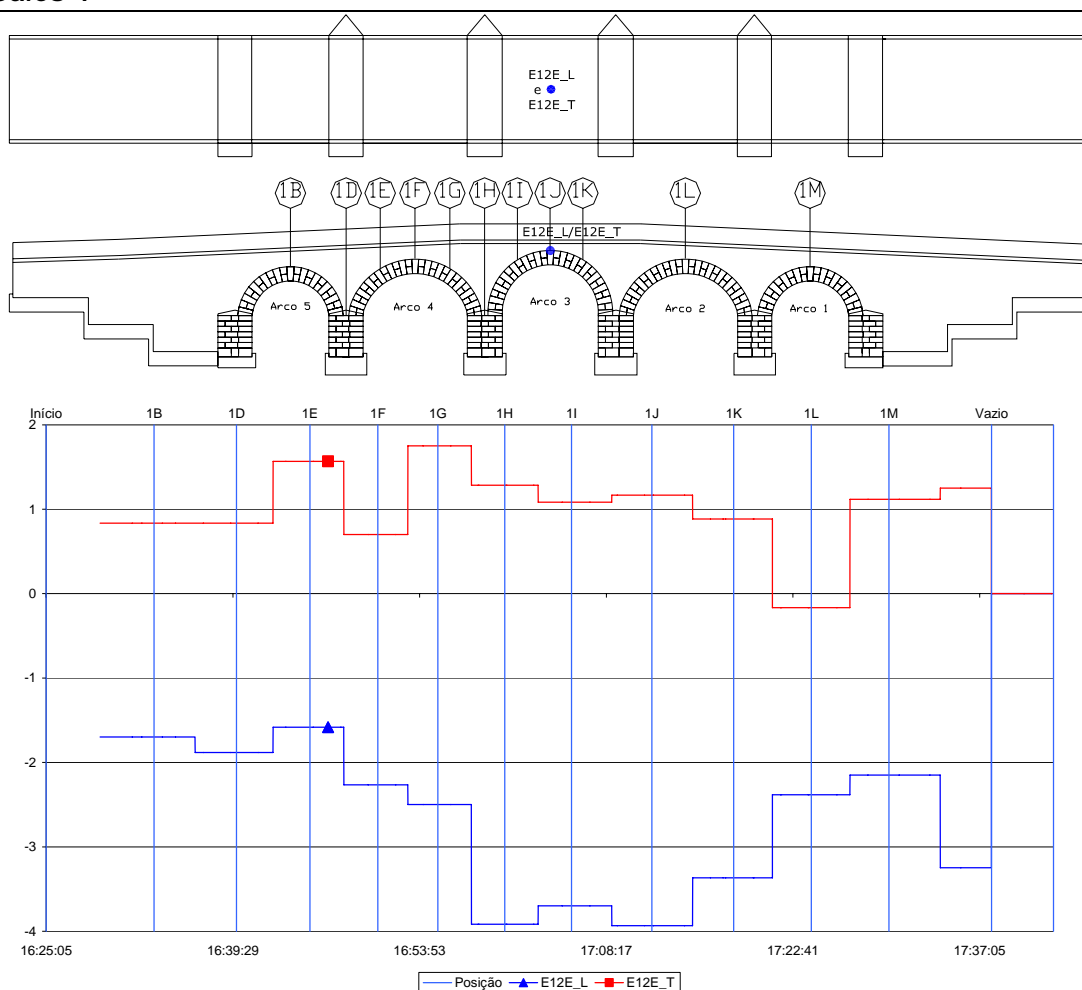


Figura 6. 41 – Arco 3 - Sensores E12e\_L e E12e\_T – localização/percurso e representação gráfica

Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Embora os valores registados ao longo de todo este percurso sejam baixos, nota-se uma boa coerência com o posicionamento das cargas.

Os sinais são opostos e com uma relação de ordem de grandeza dentro dos valores expectáveis para o coeficiente de Poisson (para os valores de pico referentes às posições 1I e 1J)

Durante o percurso 2, estes sensores mostraram um andamento menos coerente, pelo que se optou pela sua não inclusão neste ponto.

### 6.3.2.13. - Influência sobre o arco 4 (intermédio) resultante do carregamento sobre os arcos 5 e 3 (adjacentes)

#### Percurso 3B e 3C

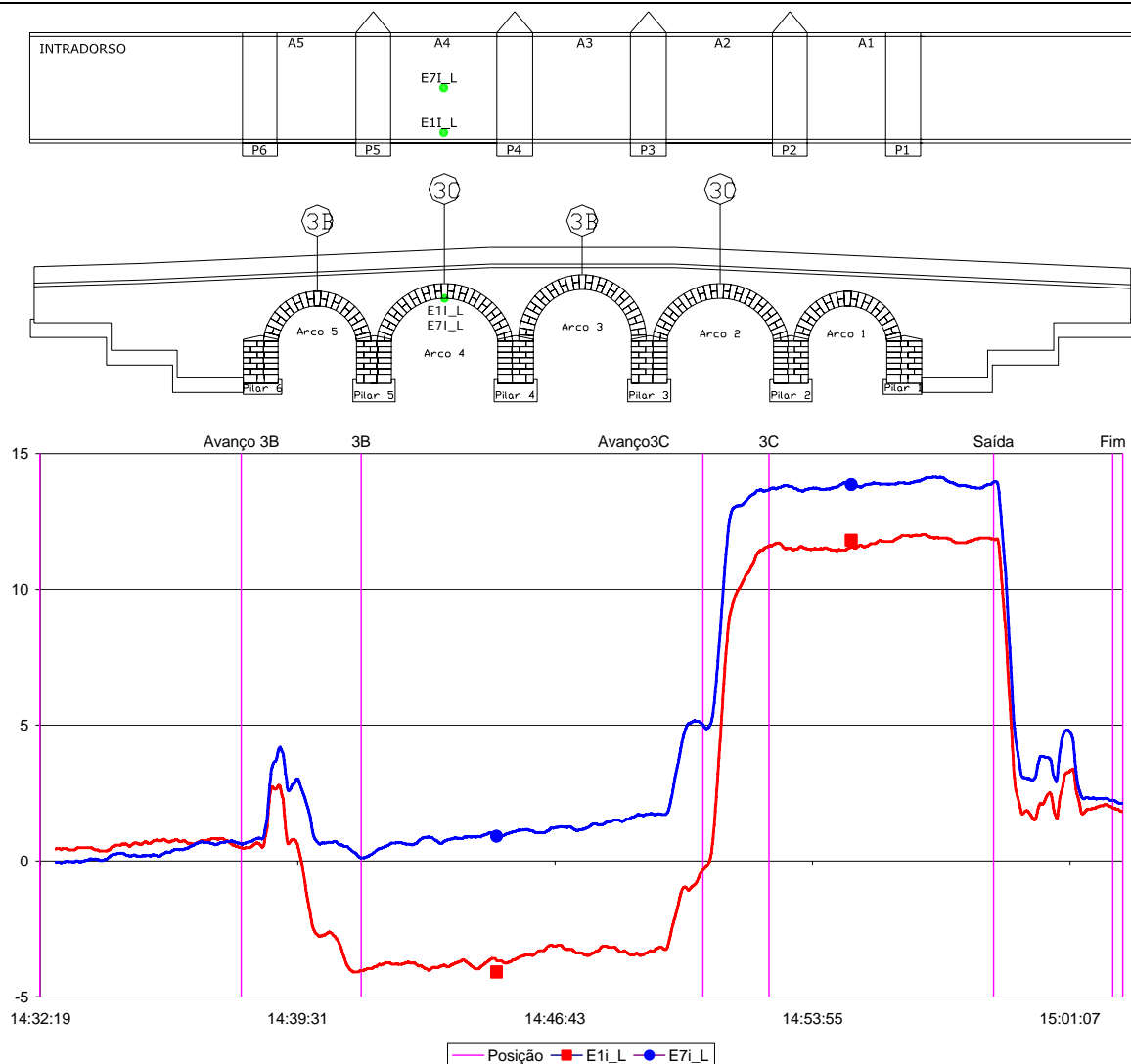


Figura 6. 42 – Sensores E1i\_L e E7i\_L – localização/percurso e representação gráfica

Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Na posição 3B pode constatar-se que, embora não esteja a ser aplicada nenhuma carga directamente sobre o arco 4, o extensómetro E1I\_L regista extensões resultantes da interacção dos arcos adjacentes (A3 e A5) sobre o arco A4. De acordo com o comportamento esperado para este carregamento, as componentes horizontais das forças sobre os pilares P4 e P5 tendem a aproximá-los; logo promovendo compressões no intradorso da pedra de fecho do arco 4, precisamente onde se localizam os extensómetros em causa. O E7I\_L não capta, todavia, este comportamento. Este facto pode resultar da maior deformabilidade da abóbada junto ao seu eixo, quando comparada com a rigidez conferida pelos muros tímpano junto ao E1I\_L

Quando os camiões avançam para a posição 3C e os eixos traseiros de dois dos quatro camiões se posicionam sobre o fecho do arco 4, ambos os extensómetros respondem com inversão de sinal, como seria de esperar. O valor medido pelo extensómetro E1I\_L é aproximadamente igual ao obtido durante o percurso 1, ou seja, em idênticas condições de carregamento (cerca de 10 *microstrain* no Percurso 1 contra 11,5 *microstrain* neste Percurso 3).

### 6.3.2.14. Influência sobre o arco 3 (intermédio) resultante do carregamento sobre os arcos 4 e 2 (adjacentes)

#### Percurso 3B e 3C

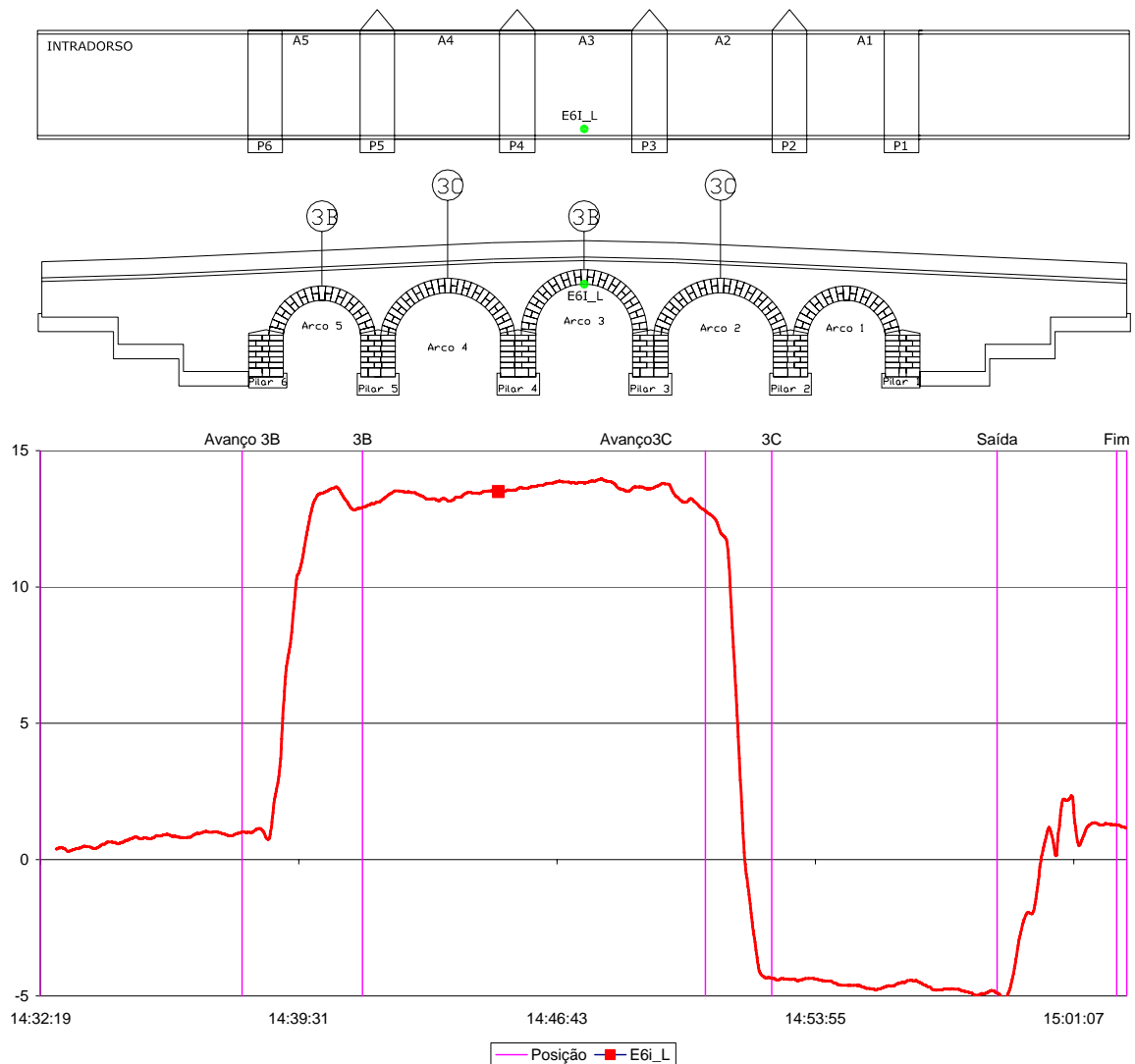


Figura 6. 43 – Sensores E6i\_L – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

O mesmo raciocínio exposto no ponto anterior pode aplicar-se a este extensómetro, salvaguardando obviamente as diferenças para os novos posicionamentos do sensor e dos camiões.

### 6.3.3. Comparação de resultados de diferentes tipos de sensores

#### 6.3.3.1. Secção de base do arco 4 – Pressão/Extensão

Neste ponto parece pertinente cruzar a informação resultante da célula de pressão C4 com a resposta dos extensómetros eléctricos longitudinais que lhe estão mais próximos (E3i\_L e E9i\_L). Tanto os extensómetros como a célula encontram-se no intradorso, junto à nascedoura do arco.

#### Percurso 1

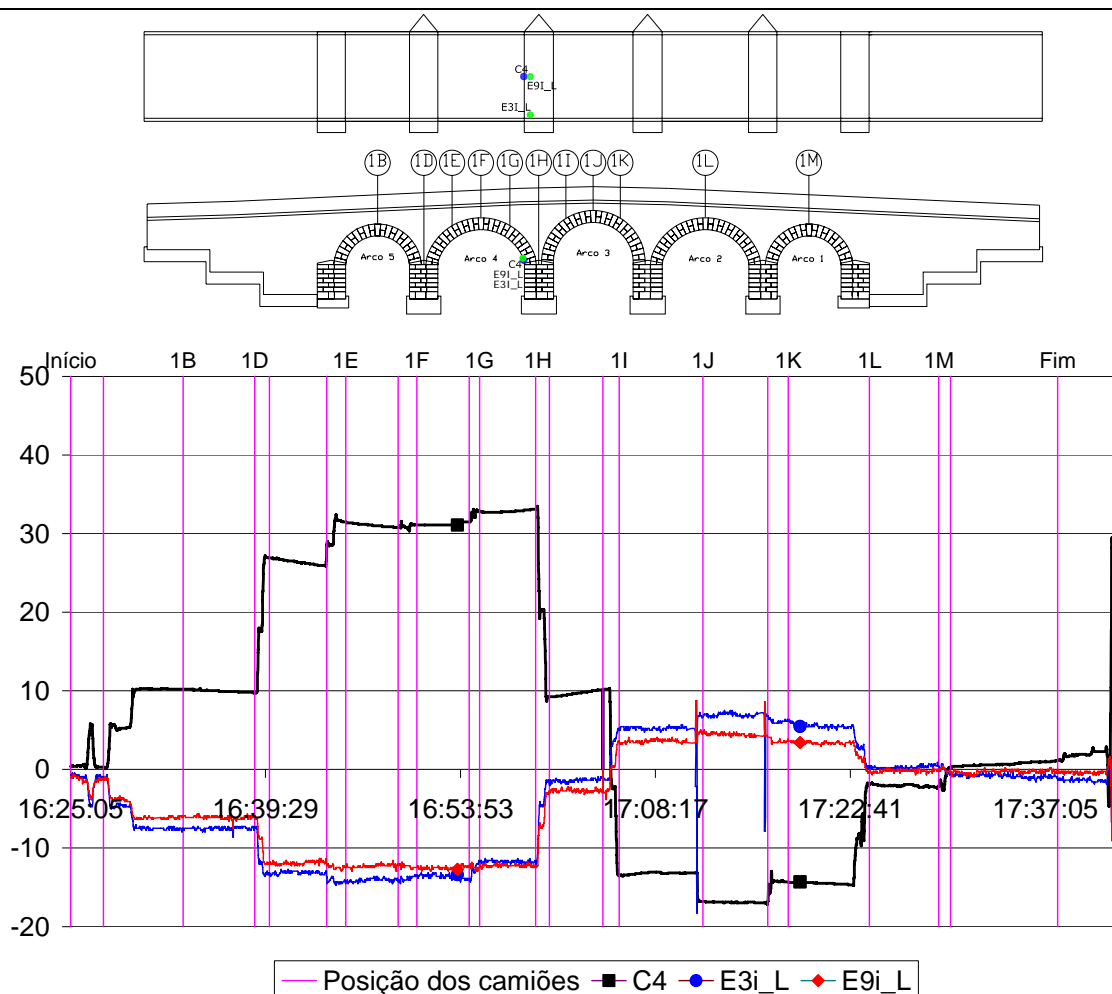


Figura 6. 44 – Arco 4 – Célula C4 e Extensómetros eléctricos E3i\_L, E9i\_L – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Os extensómetros E3i\_L e E9i\_L exibem um comportamento extremamente consistente entre eles, mesmo estando a uma distância considerável um do outro (o E3i\_L encontra-se sob o muro tímpano e o E9i\_L encontra-se a meio da secção transversal da ponte, ambos na secção de base do arco 4, como se observa na Figura 6. 44 sobre o gráfico). Este sincronismo na resposta é válido para todas as posições do percurso.

A evolução da resposta da célula de pressão C4 mostra-se coerente com o posicionamento dos camiões e com a resposta dos extensómetros; os patamares referentes a cada posição estão perfeitamente definidos e encontram-se bastante estáveis;

Os vários patamares evidenciados no gráfico resultam do facto do efeito sobre a célula começar a fazer-se sentir quando os eixos dianteiros dos camiões passam sobre a área de influência da secção considerada. No entanto, é durante a passagem dos camiões sobre o arco 4 (posições 1E, 1F e 1G) que a célula C4 atinge o seu valor máximo.

A recuperação para os valores iniciais é completamente atingida, verificando-se uma pressão residual de valor desprezável após a saída dos camiões.

A concordância entre a resposta da célula de pressão e os extensómetros permite verificar o bom desempenho destes tipos de sensores quando aplicados a estruturas de alvenaria.

## Percurso 2

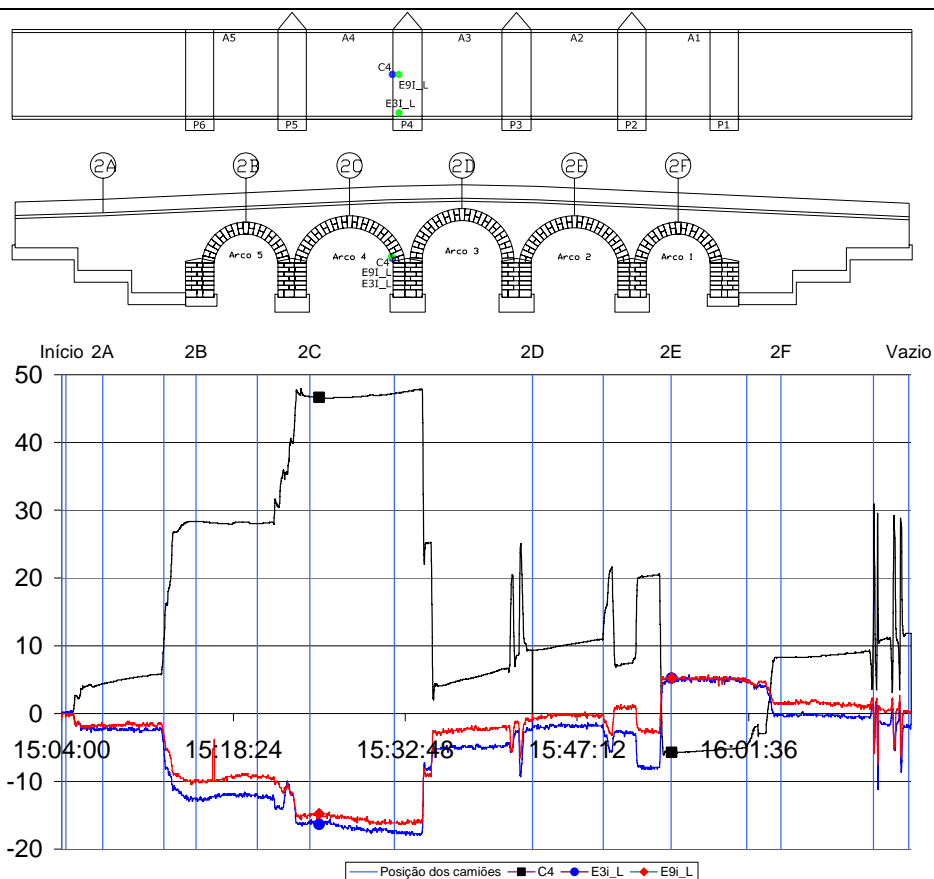


Figura 6. 45 – Arco 4 – Célula C4 e Extens. eléctricos E3i\_L, E9i\_L – localização e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

As conclusões referidas para o percurso 1 mantêm-se válidas para o percurso 2;

A recuperação para os valores iniciais não é completamente atingida no caso da célula de pressão, verificando-se uma pressão residual após a saída dos camiões.



### 6.3.3.2. Secção de ¼ vão do arco 4 – Pressão/Extensão

#### Percurso 1

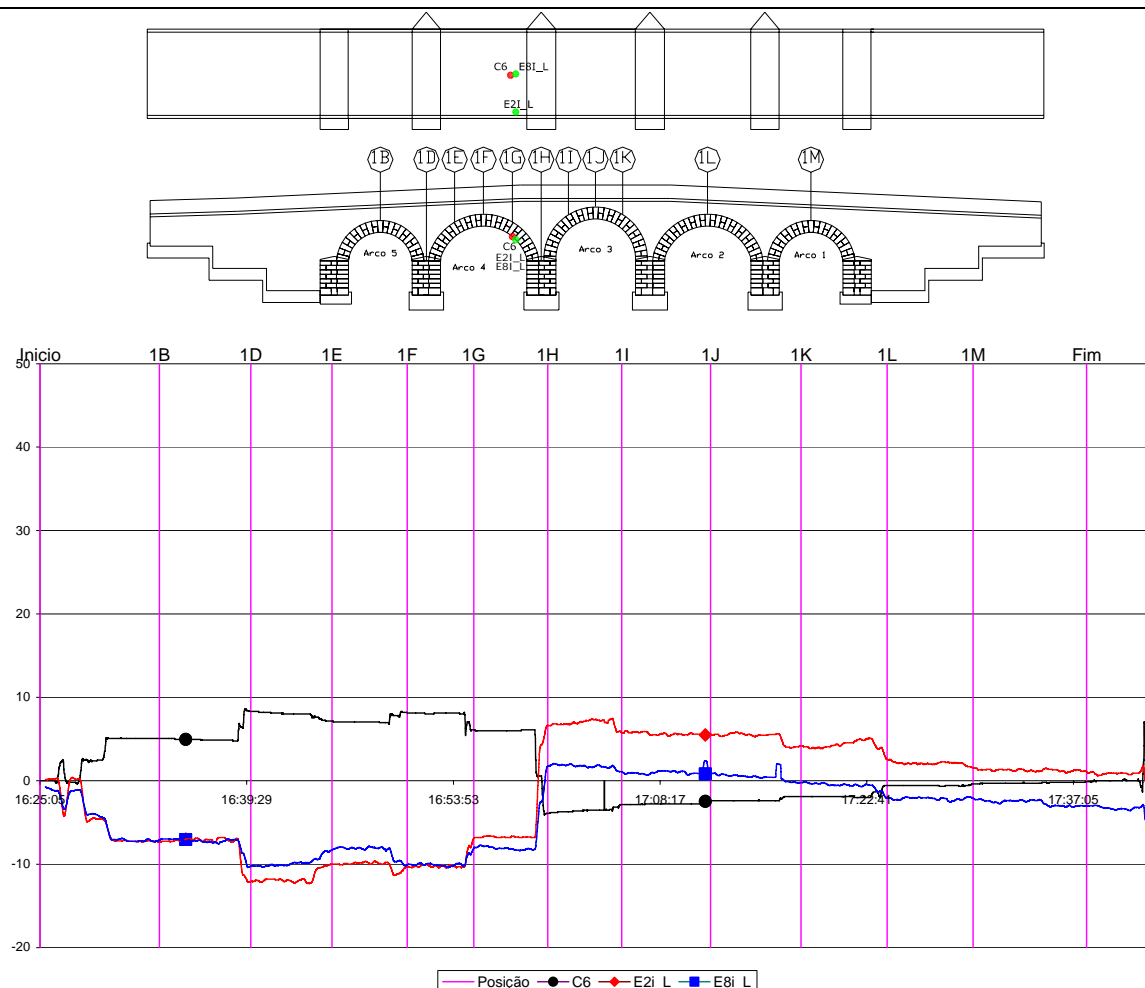


Figura 6. 46 – Arco 4 – Célula C6 e Extensómetros eléctricos E2i\_L, E8i\_L – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Tal como referido no ponto anterior em que se correlacionavam os sensores na base do arco, também os extensómetros E2i\_L e E8i\_L exibem um comportamento extremamente consistente entre eles, mesmo estando a uma distância considerável um do outro (o E2i\_L encontra-se sob o muro tímpano e o E8i\_L encontra-se a meio da secção transversal da ponte, ambos na secção de ¼ de vão do arco 4, como se observa na Figura 6. 46 sobre o gráfico). Este sincronismo na resposta é válido para todas as posições do percurso.

A recuperação para os valores iniciais é completamente atingida para a célula de pressão, verificando-se uma pressão residual de valor pouco significativo nos extensómetros após a saída dos camiões.

Embora se verifique idêntica tendência destes 3 sensores (C6, E2i\_L e E8i\_L) quando comparados com os 3 sensores colocados próximos da base do arco (C4, E3i\_L e E9i\_L), numa análise quantitativa pode observar-se uma resposta de valor significativamente inferior da C6 em relação à C4, contrariamente à tendência dos extensómetros que atingiram valores máximos muito próximos.

## Percurso 2

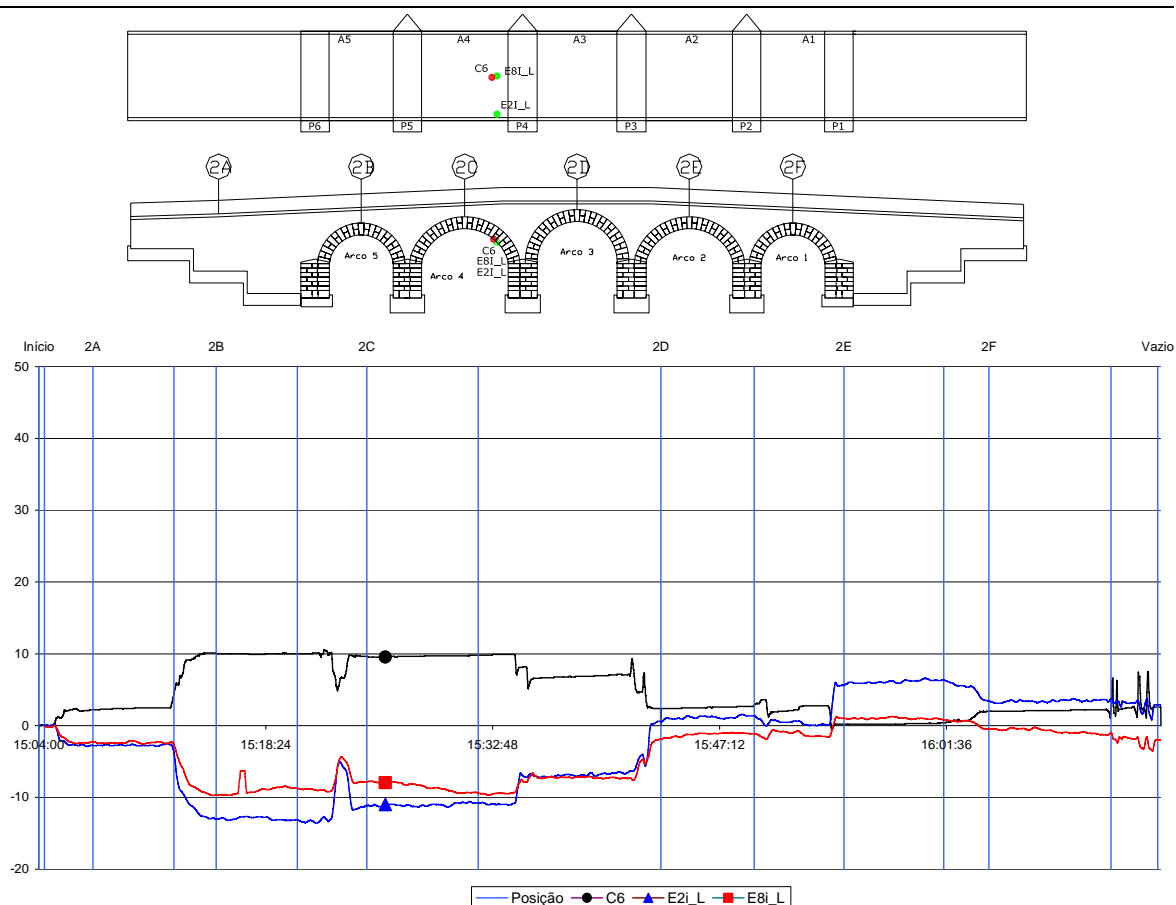


Figura 6. 47 – Arco 4 – Célula C6 e Extensómetros eléctricos E2i\_L, E8i\_L – localização/percurso e representação gráfica

### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

As conclusões referidas para o percurso 1 mantêm-se válidas para o percurso 2.

### 6.3.3.3. Comparação extensómetro eléctrico / extensómetro óptico

#### Percurso 1

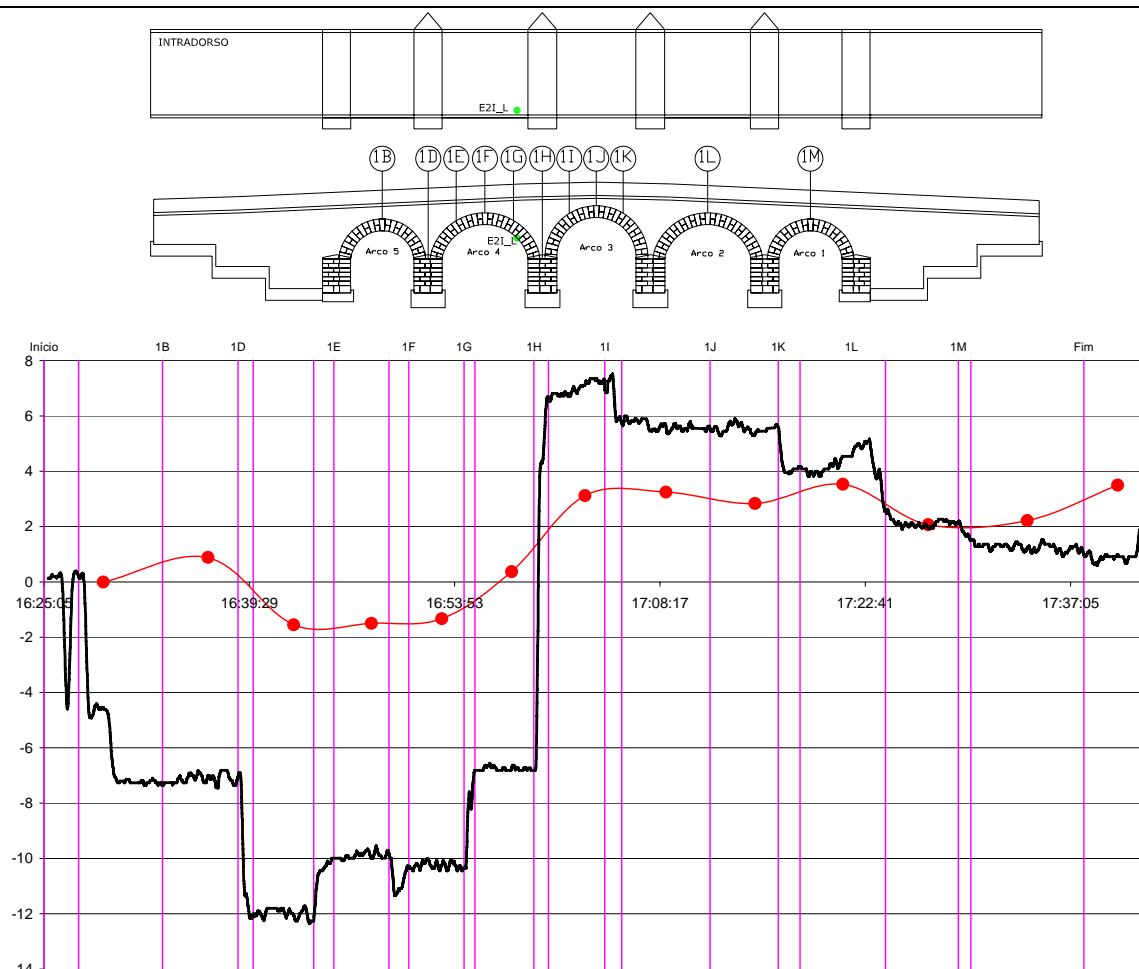


Figura 6. 48 – Arco 4 – Extensómetro eléctrico e óptico E2i\_L – localização/percurso e representação gráfica

#### Interpretação do gráfico / principais conclusões:

Estes dois sensores exibiram uma boa correlação; numa primeira fase (posições 1D a 1G) ambos sofreram os efeitos de esforços de compressão para na fase seguinte (posições 1H a 1L) responderem com alternância de sinal, o que não significa tracções, mas alívio de compressões (tal como referido anteriormente);

Embora estes dois sensores tenham captado o comportamento estrutural esperado do arco sob acção das cargas dos camiões, a amplitude das extensões medidas foram significativamente diferentes;

A explicação para este fenómeno talvez resulte do facto do extensómetro eléctrico estar juntamente com a membrana flexível que o compõe colado directamente sobre a pedra; o extensómetro óptico encontra-se embebido numa matriz polimérica; e é esta

matriz que por sua vez se encontra colada à pedra, ou seja, a transferência de extensões entre a pedra e o extensómetro não é directa, pressupondo desta forma que a deformação da pedra é integralmente transmitida à matriz polimérica.

Embora com um nível de correlacionamento bastante inferior ao do percurso 1, o percurso 2 encontra tendências idênticas para estes dois sensores, mantendo portanto válidas as conclusões aqui referidas (o gráfico referente ao percurso 2 encontra-se no anexo 6.3).

#### **6.3.4.Resultados inconclusivos**

A aquisição realizada no decorrer do ensaio de carga pretendeu avaliar um conjunto de respostas amplamente difundidas nos pontos precedentes.

Ao longo deste capítulo foram sendo mostrados e analisados os resultados obtidos durante o ensaio de carga, com o objectivo de caracterizar a resposta estrutural da nova Ponte de Vila Fria. Não obstante os resultados obtidos e apresentados anteriormente, houve também alguns aspectos cuja resposta através deste ensaio de carga não permitiu esclarecer. De seguida são enunciadas situações que poderiam ajudar à compreensão do funcionamento estrutural dos arcos de alvenaria, mas que pela deficiente resposta dos sensores envolvidos, não foi possível ir mais além na interpretação dos resultados.

1. Deformabilidade transversal sob os arcos – movimentos de abertura e fecho de juntas
2. Gradiente de extensões do arco 3 com extensómetros ópticos (CSG)
3. Extensão longitudinal vs transversal com extensómetros ópticos (CSG)

#### **6.3.5.Estimativa do campo de tensões a partir do correspondente campo de extensões**

As bandas extensométricas foram instaladas na ponte para medição de extensões, podendo a partir daí ser inferido o correspondente campo de tensões. De facto, recorrendo à Lei de Hooke generalizada aplicada a materiais isotrópicos no campo tridimensional e descrita em Silva (1999), pode estabelecer-se através do sistema de equações (6. 1) a relação entre os campos de extensão  $(\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z)$  e de tensão  $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ , a partir do

conhecimento do módulo de elasticidade da pedra ( $E$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) que puderam ser estimados previamente através de ensaio laboratorial.

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_y - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_z - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)] \end{cases} \quad (6.1)$$

Tendo em conta a aplicação ao caso concreto dos arcos da PVF e admitindo que se está a analisar um paralelepípedo genérico onde se encontram colados os extensómetros nas direcções principais  $xx$  e  $yy$ , parece razoável desprezar as tensões aplicadas na direcção  $zz$ , ou seja  $\sigma_z = 0$

Esta aproximação é apenas correcta para o intradorso do arco, pois em relação ao extradorso, ter-se-á alguma tensão aplicada (proveniente das cargas peso próprio e sobrecargas) sobre o extradorso do arco, contudo de valor desprezável, quando comparadas com as restantes direcções principais. O sistema de equações anterior pode então reescrever-se na forma simplificada

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \nu \cdot \sigma_y) \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_y - \nu \cdot \sigma_x) \\ \varepsilon_z = -\frac{\nu}{E} \cdot (\sigma_x + \sigma_y) \end{cases} \quad (6.2)$$

A partir da medição *in situ* das extensões ( $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ ) e por determinação anterior em ensaio laboratorial do módulo de elasticidade da pedra ( $E$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), podem-se estimar as restantes incógnitas do sistema ( $\sigma_x, \sigma_y$  e  $\varepsilon_z$ ).

Admitindo:

$$\begin{aligned} \nu &= 0.2 ; E = 30000 \text{ MPa} \\ E \varepsilon_{i\_l} &= 15 \mu\varepsilon = 0.000015\varepsilon \text{ (direcção } xx) \\ E \varepsilon_{i\_t} &= 3 \mu\varepsilon = 0.000003\varepsilon \text{ (direcção } yy) \end{aligned}$$

e resolvendo o sistema:

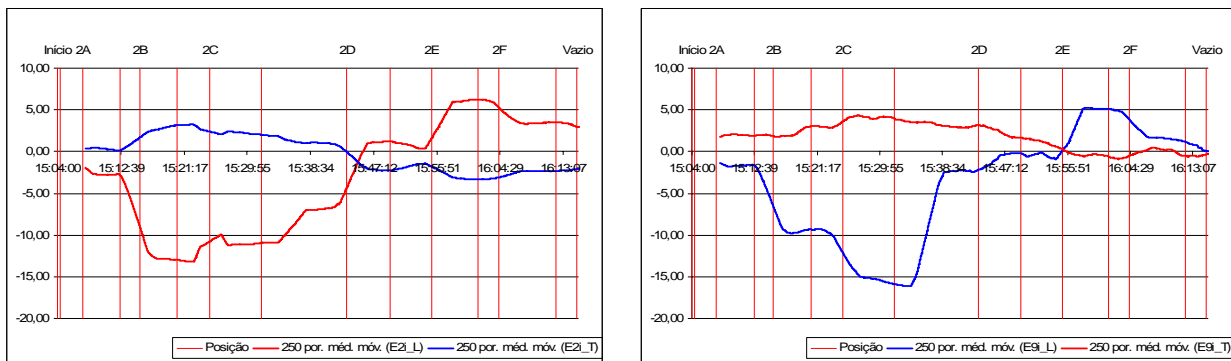


Figura 6. 49 – Pares de extensómetros com boa correlação longitudinal/transversal

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \nu \cdot \sigma_y) \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_y - \nu \cdot \sigma_x) \\ \varepsilon_z = -\frac{\nu}{E} \cdot (\sigma_x + \sigma_y) \end{cases}$$

A solução em função de  $(\sigma_x, \sigma_y \text{ e } \varepsilon_z)$  vem:

$$\sigma_x = -0.45 \text{ MPa (compressão)}$$

$$\sigma_y = 1.8 \text{ MPa (tracção)}$$

$$\varepsilon_z = 0.000003 \varepsilon = 3 \mu \varepsilon$$

### 6.3.6. Apreciação geral do conjunto de sensores instalados

Esta avaliação de carácter mais generalista pretende sintetizar a interpretação de todos os intervenientes que colaboraram exaustivamente na implementação deste sistema de monitorização remoto, procurando transmitir a experiência adquirida ao longo de muitos meses de intenso trabalho experimental, sobre a adequabilidade e aplicabilidade dos diversos tipos de sensores a este tipo de estruturas.

#### 6.3.6.1. Sensores de Nível

Os sensores de nível piezo-resistivos adoptados na PVF possuem uma sensibilidade adequada para os valores de deslocamentos expectáveis na ponte, tendo sido criadas expectativas de que poderiam ser obtidos bons resultados. Os resultados do ensaio de carga mostraram no entanto que o sinal era bastante instável, embora esta questão em termos práticos tenha sido ultrapassada pela aplicação do filtro descrito em 6.3.1.3.

Em relação ao andamento dos gráficos, não é clara a mudança de resposta na passagem dos vários posicionamentos dos camiões ao longo dos percursos.

A previsão inicial de que os sensores de nível iriam medir apenas a deformabilidade do próprio arco, admitindo portanto que os pilares estariam em posição fixa deve ser posta em causa, isto é, existe uma forte probabilidade do registo do sensor de nível resultar da contribuição da deformabilidade do próprio arco juntamente com a deformabilidade dos terrenos de fundação (e consequentemente dos pilares). Como a contribuição destes dois factores evolui em sentidos contrários, torna-se uma tarefa complicada destrinçar e justificar o andamento dos gráficos confirmando assim a necessidade que já se antevia de ter uma referência externa à ponte que também permitisse avaliar os assentamentos dos pilares. Atendendo à fase tardia em que foi decidida a sua implementação os resultados que forneceram permitiram pelo menos alguma avaliação qualitativa dos movimentos relativos, cuja ordem de grandeza está compatível com os deslocamentos verticais obtidos da topografia.

No entanto, o investimento financeiro necessário para este tipo de sensores foi relativamente baixo quando comparado com outros tipos de sensores, sobretudo em termos do seu custo próprio.

#### **6.3.6.2. Células de pressão**

A utilização de células de pressão na monitorização do comportamento estrutural da PVF foi uma escolha óbvia baseada essencialmente em experiências similares aplicadas a este tipo de estruturas e pelo potencial que representava o livre acesso a qualquer zona da ponte sem haver necessidade de intrusão na estrutura, condição que muitas vezes inviabiliza a utilização deste tipo de sensores de forma mais generalizada. Foi assim adoptada uma solução feita à medida para aplicação entre aduelas do arco 4 e uma solução “*standard*” para aplicação no enchimento da ponte.

Este tipo de célula tinha já sido utilizada na monitorização de pontes de alvenaria Ponniah e Prentice (1999) que apesar de durante a fase de calibração laboratorial referir que as células utilizadas corresponderam às especificações do fabricante, efectuou “*à posteriori*” uma correcção dos resultados para ter em conta as variações térmicas de longo prazo (ciclo anual), ajustando uma recta de regressão aos valores medidos.

Também Daigle e Zhao (2004) realizaram uma campanha exaustiva de ensaios de calibração deste tipo de células e constataram que as folhas de calibração fornecidas pelos fabricantes subestimavam de forma significativa os efeitos da temperatura.

A experiência deste grupo de trabalho pode demonstrar a tremenda dificuldade sentida em laboratório em fase de calibração e que, de resto, se descreveu de forma mais detalhada no capítulo 5 deste trabalho.

Deve também referir-se as condições extremamente difíceis de colocação das células *“in situ”*, principalmente as do intradorso do arco, e a dificuldade em assegurar um total preenchimento dos vazios entre o arco e a célula com argamassa.

Não obstante todas as dificuldades sentidas antes e durante a aplicação das células, os resultados obtidos até à data permitem-nos comprovar a adequabilidade deste tipo de sensores em aplicações desta natureza.

Uma das principais limitações ainda reside no elevado investimento que se torna necessário realizar, sem possibilidade de reutilização destes sensores.

#### **6.3.6.3. Extensómetros eléctricos de resistência**

Os extensómetros eléctricos utilizados na PVF revelaram-se proficientes na captação das extensões produzidas nas várias secções dos arcos 4 e 3.

A taxa de sobrevivência na aplicação destes sensores não é muito elevada no caso em estudo, por alguma displicência na execução dos trabalhos de construção da ponte que com estes estavam directamente relacionados. Daí que no intradorso dos arcos uma grande percentagem dos sensores aplicados ficaram operacionais, enquanto que no extradorso dos arcos vários sensores ficaram danificados no decorrer da construção da ponte.

Uma outra característica evidenciada na grande maioria dos pares de sensores foi a fraca qualidade do sinal dos extensómetros transversais em relação aos longitudinais, ou seja, os extensómetros transversais exibiram regra geral sinais aproximadamente constantes e de valor desprezável quando comparado com o ruído do próprio sensor.

O recurso a este tipo de sensores deve ser fortemente incentivada, também pelo facto de a ela estar associado um baixo investimento. Sendo respeitadas todas as regras de aplicação dos sensores, teremos com certeza taxas de sobrevivência para estes sensores bastante altas, com as vantagens de não ser uma operação intrusiva para a estrutura e apresentar reversibilidade, mesmo se com o tempo ficarem não operacionais, podem ser reaproveitadas as cablagens se tiver havido o cuidado de as entubar previamente.

#### **6.3.6.4. Termistores**

Estes sensores encontram-se rigidamente acoplados às respectivas células de pressão, pelo que estão essencialmente vocacionados para fazerem a correcção aos efeitos da temperatura que ocorre nas mesmas. A compensação da resposta das células decorrentes



dos efeitos da temperatura não foi executada, pois a variação de temperatura durante o período de aquisição foi desprezável. Esta compensação terá obrigatoriamente que ser realizada quando forem compilados os valores das células durante um longo período de tempo (ciclo anual, por exemplo).

#### **6.3.6.5. Sensores ópticos**

##### *Extensómetros longos (LG)*

A utilização deste tipo de sensores revelou bastantes dificuldades ao nível da sua instalação. Já na aquisição realizada durante o ensaio de carga, obtiveram-se respostas para estes sensores que podem ser consideradas bastante satisfatórias, e de modo geral coerentes com os posicionamentos dos camiões ao longo dos percursos.

##### *Transdutor de deslocamento (LPDT)*

Estes sensores de deslocamento foram especialmente desenhados e desenvolvidos para aplicação na Ponte de Vila Fria, de forma a poder avaliar-se a deformabilidade em determinadas juntas de secções notáveis da ponte previamente determinadas.

Como tal, o esforço envolvido na monitorização com recurso a este tipo de sensores foi significativo, tanto a nível material, de equipamento e de capital humano. Por tudo isto, foi colocada uma grande expectativa no sucesso destes sensores.

Por razões que têm sobretudo a ver com características intrínsecas da ponte, (a sua geometria e consequentemente a sua enorme rigidez) juntamente com uma estimativa não muito realista dos deslocamentos previstos entre as juntas da ponte, contribuíram para resultados que não foram tão animadores quanto se esperava.

##### *Sensores de temperatura (T)*

Estes sensores mostraram uma adequada aplicação na ponte. O seu principal objectivo é o de permitir efectuar a correcção de cada sensor, sempre que a resposta deste vem afectada pelo factor temperatura.

##### *Composite Strain Gages (CSG)*

A aplicação na Ponte de Vila Fria deste tipo de sensores não estava inicialmente prevista. A sua necessidade resultou da baixa taxa de sobrevivência dos extensómetros eléctricos de resistência. Embora os procedimentos para aplicação dos dois tipos de extensómetros (ópticos e eléctricos) sejam bastante semelhantes, existe uma diferença que terá influenciado de forma decisiva os resultados: o material que envolve e dá suporte ao sensor.

No caso do sensor óptico, a fibra é embebida numa matriz polimérica que é posteriormente colada à pedra. No sensor eléctrico, a película de base é constituída por um filme de

poliamida com uma espessura significativamente inferior. A significativa diferença de rigidez entre estes materiais indicia uma forte probabilidade do sensor óptico captar a deformabilidade da pedra em conjunto com a base onde está embebida a fibra óptica, vindo a resposta final deste sensor eventualmente adulterada ou viciada por este facto.

### 6.3.7. Apreciação geral dos resultados – valores máximos

Tal como pode ser constatado nos pontos anteriores, a interpretação realizada sobre os resultados dos diversos sensores foi sendo feita enfatizando sobretudo a maior ou menor correlação destes com os comportamentos teóricos previstos para arcos de alvenaria, assim como a concordância entre diferentes tipos de sensores em termos qualitativos. Salvo raras excepções, não foram confrontados os valores do ensaio com os teóricos. Este facto justifica-se devido a um conjunto de razões que vão desde a falta de uma modelação numérica suficientemente desenvolvida que sirva como termo de comparação (encontram-se ainda em desenvolvimento trabalhos de investigação nessa área), até à falta de confiança nalgumas calibrações efectuadas.

De qualquer forma, e salvaguardando uma margem de erro nas medições devido às deficiências apontadas, reúnem-se no Quadro 6. 10 os valores máximos para cada grandeza registadas durante o ensaio de carga realizado em Junho de 2006 sobre a nova Ponte de Vila Fria.

**Quadro 6. 10 – Valores máximos registados durante o ensaio de carga**

		Valor	Sensor	Unidades	Localização	Posição
Valores máximos	Deslocamento vertical (Topografia)	1	52	mm	Arco 5	2B
	Deslocamento vertical (Sensores de nível)	0,4	SN5	mm	Arco 4	1J
	Pressão entre pedras (Células de pressão)	165	C7	kPa	Arco 4	1F
	Pressão pedra/enchimento (Células de pressão)	32	C2	kPa	Pilar 4	1H
	Extensão (Sensores eléctricos)	-17,5	E31_LL	m/m	Arco 4	2C
	Extensão (Sensores ópticos)	-4	E12E_L	m/m	Arco 3	1J
	Abertura de junta (Sensores ópticos)	0,13	D24	mm	Arco 3	2D
	Fecho de junta (Sensores ópticos)	-0,17	D15	mm	Arco4	1F
	Afastamento entre muros tímpano (Sensores ópticos)	0,05	LG_1	mm	Encontro 2	2B

## 6.4. MONITORIZAÇÃO DA PONTE EM CONTÍNUO

A implementação de um sistema de monitorização numa estrutura é normalmente motivada por um dos seguintes factores:

- a) Considerações de ordem económica;
- b) Necessidade de aprofundar conhecimento sobre o comportamento e a segurança das estruturas.

Nas considerações de ordem económica subentende-se a preocupação crescente por parte dos Donos de Obra no sentido de garantir que a estrutura permaneça em serviço e em aceitáveis condições de segurança durante o período de vida útil da obra, o que implica ter a capacidade de diagnosticar atempadamente diminuições no desempenho da estrutura, tarefa que resulta muito facilitada quando essa estrutura se encontra monitorizada. Segundo Félix (2005), a gestão óptima dos recursos consiste em minimizar os custos totais de uma estrutura, mantendo os índices de segurança estrutural acima dos seus valores limite.

A segunda ordem de razões foi claramente a que esteve na génese de todo o desenvolvimento do sistema de monitorização implementado na PVF. A possibilidade de se poder conceber, planear, acompanhar a construção da ponte e a implementação de todo o sistema de monitorização na mesma, constituía uma oportunidade única de materializar um laboratório vivo que se procurou não desperdiçar.

De facto, o desenvolvimento de programas numéricos de análise estrutural tem tido uma evolução apreciável, mesmo para estruturas em alvenaria. A simulação do faseamento construtivo, a não linearidade geométrica, a não linearidade material são exemplos de funcionalidades comuns a vários programas. No entanto, todos os *"output's"* destes programas resultam da qualidade dos *"input's"* e da adequabilidade da ferramenta de cálculo, ou seja, basta que um dos requisitos anteriores não se verifique (ferramenta numérica desajustada ou erros nos parâmetros de entrada), para que o resultado final venha comprometido. O processo mais correcto de obtenção de alguns destes parâmetros é através da análise experimental. Estes parâmetros são essenciais à calibração e aferição dos modelos de análise estrutural (ver Félix (2005)).

Tal como referido em 5.2, o sistema de monitorização implementado na PVF compreende, para além dos subsistemas referentes aos sensores e à aquisição de dados, os subsistemas directamente relacionados com a comunicação dos dados e com o controlo da aquisição e tratamento dos mesmos.

Em relação à comunicação de dados, o processo utilizado consiste em aceder aos registos que vão sendo armazenados temporariamente no sistema de aquisição através de um *"router"* com acesso via modem sem fios. Os dados são de seguida enviados por GPRS

(*General Packet Rádio Service*) para um servidor localizado na FEUP, utilizando para esta transmissão uma rede de base TCP/IP (*Transmission Control Protocol / Internet Protocol*).

Os dados recebidos diariamente no servidor da FEUP são numa primeira fase analisados e colocados numa base de dados, estando toda a arquitectura deste sistema descrita em detalhe no trabalho de Noites (2006). A partir daqui, toda a informação referente à aquisição de todos os sensores da ponte passa a estar disponibilizada juntamente com outra informação relativa à Ponte de Vila Fria para a comunidade interessada através do sítio na Internet <http://remotelese.fe.up.pt/lese.php>. A Figura 6. 50 mostra a “home page” deste sítio.

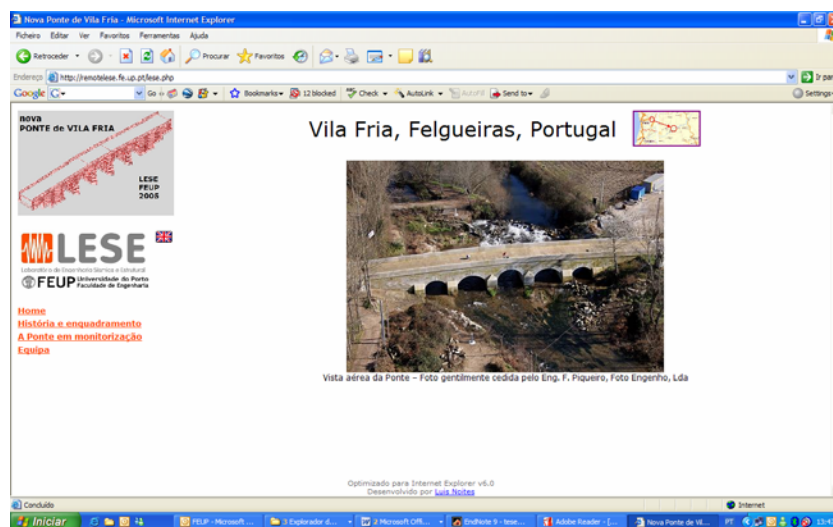


Figura 6. 50 – Sítio da Internet dedicado à nova Ponte de Vila Fria

Para além da página de entrada, este sítio apresenta ligações, nomeadamente, para a história e enquadramento da nova Ponte de Vila Fria, a ponte em monitorização e a equipa afectada a este projecto. Pretende-se ainda melhorar o sítio com novas funcionalidades, estando em desenvolvimento alguns conteúdos de forma a tornar mais fácil a visualização em linha da aquisição que está a ser realizada, tanto pelos sensores instalados como pela captação de imagens através de uma câmara de vídeo que já se encontra instalada na ponte.

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

#### 7.1. Introdução

A construção de uma nova ponte de alvenaria de pedra em Vila Fria constituiu a principal motivação com vista à realização deste trabalho.

Perseguindo esse objectivo, foram desenvolvidas actividades pluridisciplinares distribuídas por diversos grupos de trabalho: (a) o estudo de viabilidade técnica da ponte, (b) o projecto de execução da superestrutura e das fundações indirectas, (c) a modelação numérica, (d) a construção, (e) os ensaios laboratoriais e “in situ” de caracterização dos materiais, (f) a concepção do sistema de monitorização, (g) a aquisição e acompanhamento na instalação das redes de sensores, (h) o ensaio de carga e (i) a monitorização remota da ponte.

Tendo o autor deste trabalho estado vinculado a este projecto ao longo de cerca de quatro anos, permitiu-lhe o acompanhamento de forma directa ou indirecta de todas as actividades ligadas à nova ponte de Vila Fria.

Pretendeu mostrar-se de forma mais detalhada nas áreas em que o autor esteve directamente envolvido e de forma menos desenvolvida nas restantes, os principais passos que permitiram a este projecto atingir este estágio de desenvolvimento, bem como as principais conclusões a que fomos conduzidos até à presente fase deste trabalho.

Por fim, tecem-se algumas considerações sobre as possibilidades de desenvolvimentos futuros deste trabalho.

## 7.2. Principais conclusões

Com o segundo capítulo (Estado do conhecimento sobre projecto e comportamento estrutural de pontes de alvenaria de pedra), pretendeu mostrar-se a evolução das pontes em arco de alvenaria de pedra, assim como os métodos que sustentaram a construção das mesmas. Por fim, relatam-se os poucos exemplos de monitorização que ocorreram neste tipo de estruturas.

A principal conclusão que podemos registar deste levantamento histórico resulta do desfasamento temporal entre as grandiosas construções que foram executadas há vários séculos e o aparecimento dos métodos de cálculo racionais deste tipo de estruturas que apenas eclodiu no século XIX e século XX.

O capítulo seguinte (Ponte de Vila Fria - Projecto, construção e controlo de materiais), procurou abordar as metodologias que estiveram na génese do desenvolvimento do projecto da nova ponte de Vila Fria, as principais fases da sua construção, bem como o controlo que foi realizado sobre os principais materiais da ponte: pedra, enchimento e argamassa de preenchimento das juntas.

Em relação ao projecto, podemos concluir que o progressivo abandono da construção deste tipo de construções provocou o desinteresse por parte da comunidade técnica-científica em desenvolver os métodos que serviram de base ao projecto ou, pelo menos, de verificação de segurança dos principais elementos das pontes (arcos e pés direitos). É de realçar o interesse crescente que tem vindo a ser manifestado pela conservação e reparação das estruturas históricas de alvenaria, tendo despoletado um novo fôlego para esta área. Alguns passos interessantes têm sido dados na adaptação dos métodos gráficos e analíticos de verificação da segurança de estruturas arqueadas ao cálculo automático, permitido hoje pela fácil implementação destes algoritmos nos meios computacionais existentes.

A construção da nova ponte procurou respeitar os processos e técnicas de construção utilizados antigamente neste tipo de construções. Com a falta de capacidade de carga dos terrenos de fundação, houve a necessidade de adoptar fundações especiais em microestacas que foi necessário compatibilizar com o arranque dos pilares em alvenaria de pedra.

Em relação aos materiais, procurou mostrar-se o controlo realizado sobre a pedra, o material de enchimento e a argamassa de preenchimento das juntas, aferindo da adequabilidade dos mesmos para a construção de uma ponte que se pretende tenha um período de vida útil muito superior, quando comparada com uma ponte análoga de aço ou betão armado.

O quarto capítulo (Metodologias simplificadas de verificação de segurança em arcos de alvenaria. Aplicação à nova Ponte de Vila Fria), pretendeu ilustrar de forma não exaustiva alguns métodos de que dispomos actualmente para realizar a modelação de pontes em arco de alvenaria ou proceder à verificação da sua segurança estrutural em relação a um estado limite de colapso por perda de equilíbrio (formação de mecanismo). Em relação ao último aspecto, realizou-se a simulação da ponte pela aplicação do programa comercial RING, que se encontra disponibilizado de forma gratuita pela Universidade de Sheffield em <http://www.ring.shef.ac.uk/index.html>, e que permitiu estimar as formas de colapso possíveis para a ponte de Vila Fria por formação de mecanismos de rotura nos seus arcos, bem como estimar o factor de segurança por comparação com a carga correspondente ao veículo tipo regulamentar.

No capítulo 5 (Ponte de Vila Fria – Monitorização) é descrito o sistema de monitorização concebido para a nova Ponte de Vila Fria. De seguida procurou-se para cada tipo de sensor mostrar o seu princípio de funcionamento, as características técnicas, as calibrações laboratoriais realizadas e por fim, a sua implementação na ponte. Tecem-se no final do capítulo as principais dificuldades sentidas durante todo este processo, assim como os sensores que se revelaram mais adequados ou aqueles em que se obtiveram melhores resultados com vista a uma reutilização em futuras monitorizações.

O sexto capítulo (Ponte de Vila Fria – Ensaio de carga) constituiu o primeiro teste efectivo à operacionalidade de todo o sistema de monitorização instalado. Serviu também como ensaio de recepção da estrutura por parte do Dono de Obra. Neste trabalho procurou registar-se os principais passos prévios de preparação do ensaio de carga (veículos utilizados, casos de carga e condução do ensaio de carga), bem como os resultados que foi possível extrair e que justificam um comentário individualizado do conjunto da aquisição feita sobre as dezenas de sensores instalados.

Por fim descreveu-se o sistema de monitorização que tem vindo a ser implementado em contínuo na nova ponte, nomeadamente através da comunicação remota de dados, a sua recepção e arquivo num servidor sediado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, a análise dos sinais recolhidos e a sua disponibilização via "*world wide web*" através do endereço <http://remotelese.fe.up.pt/lese.php>

### **7.3. Desenvolvimentos futuros**

Um projecto com esta abrangência e multidisciplinaridade "ramifica-se" naturalmente em diversos sub-projectos, dos quais alguns se encontram já em fase de implementação e

desenvolvimento. Em relação à análise numérica de pontes de alvenaria, surge como natural a modelação pelo Método dos Elementos Discretos. Este método já possui alguma aplicação neste domínio com resultados bastante animadores, pelo que poderia ser também aplicado à nova Ponte de Vila Fria.

No capítulo experimental, penso que a experiência adquirida durante a execução de todo o sistema de monitorização foi muito profícua e importante, permitindo encarar a eventual adopção de alguns sensores noutras aplicações similares, ou seja, poder-se-ão utilizar os “ensinamentos” da ponte de Vila Fria para, de uma forma mais ligeira e menos intrusiva, obter resultados de monitorização em pontes com características idênticas que apresentem danos estruturais.

Podem ainda extrair-se resultados em condições de carregamento conhecidas do comportamento estrutural da ponte, permitindo assim calibrar os programas de modelação numérica por comparação entre os respectivos resultados numéricos e experimentais.

A grande quantidade de resultados produzidos durante os ensaios laboratoriais e de campo, no que diz respeito à caracterização dos materiais, poderão constituir uma base de trabalho para desenvolvimento de leis teóricas de comportamento dos materiais, que servirão para “alimentar” os modelos numéricos da ponte.

Em relação ao ensaio de carga, foram sentidas algumas dificuldades que poderiam ser ultrapassadas através da realização de um novo ensaio. Uma das principais questões que não foi possível ultrapassar em tempo útil relacionou-se com o esquema de aplicação de carga sobre a ponte, que poderia ser optimizado. O actual sistema em que a carga do camião é repartida por 4 eixos inviabiliza a acção de uma carga linear tipo faca, situação que como se sabe, é a mais gravosa do ponto de vista do comportamento teórico de arcos de alvenaria. Também se sentiram deficiências na determinação do deslocamento vertical dos arcos, por este vir eventualmente influenciado (por sobreposição) com o deslocamento dos pilares e fundações. Este aspecto poderá ser facilmente controlado numa próxima campanha de ensaios.

No capítulo da monitorização estão também em curso alguns trabalhos no sentido de optimizar e automatizar a recolha, análise e processamento dos resultados, bem como o seu acesso por parte de qualquer utilizador da Internet (para já, o acesso é feito através de uma chave que poderá ser facultada mediante solicitação ao responsável do projecto).

A página da Internet com informação relativa à ponte encontra-se em fase de desenvolvimento, havendo ainda margem para executar actualizações que se pretende venham a ser realizadas num futuro próximo.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### A

Almeida, C. M. N. V. d. (2000). Análise do comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a acção dos sismos, FEUP.

André, P. S. d. B. (2002). Componentes optoelectrónicos para redes fotónicas de alto débito. Aveiro.

AOS. (2004). "Working scheme / Spectral characteristics."

Arêde, A.; A. Costa; C. Costa; C. Barbosa; P. Costa Monitorização do comportamento estrutural de uma ponte nova em arcos de alvenaria de pedra.

Arêde, A.; A. Costa; C. Costa; C. Barbosa; P. Costa (2006). Implementation of a Structural Monitoring Network in the new Stone Masonry Bridge in Vila Fria - Portugal. 5th International Conference on Mechanics and Materials in Design. Porto.

ASTM-D2938-95 (1995). Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens American Society for Testing Materials. D2938-95.

ASTM-D3148-02 (2002). Standard test method for elastic moduli of intact rock core specimens in uniaxial compression, American Society for Testing Materials. D 3148 - 02.

ASTM-D3967-95a (1995). Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens American Society for Testing Materials. D 3967 - 95a.

ASTM-D4543-85 (1985). Standard practice for preparing rock core specimens and determining dimensional and shape tolerances, American Society for Testing Materials. D 4543 - 85.

Autodesk, I. (2002). AutoCAD2002.

## B

Begonha, A. J. S. d. (1997). Meteorização do granito e deterioração da pedra em monumentos e edifícios da cidade do Porto, Universidade do Minho.

Burroughs, P. O.; P. Baralos; T. G. Hughes; M. C. R. Davies (2000). Soil effects and the service loading of masonry arch bridges. 12th IBMaC. Madrid.

## C

Carita, H.; H. Cardoso (1997). Pontes em Portugal, Secil.

Clarke, G.; J. Howison; M. J. A. Parker; G. W. Allister (2004). Design Manual for Roads and Bridges - Unreinforced Masonry Arch Bridges. T. H. Agency.

Costa, C.; A. Arêde; A. Costa (2004). Modelação numérica da Ponte de Vila Fria. Do projecto à entrada em serviço. A Intervenção no Património - Práticas de Conservação e Reabilitação, Porto.

Costa, C. M. R. (2002). Análise do comportamento da ponte da Lagoncinha sob a acção do tráfego rodoviário. Departamento de Estruturas em Engenharia Civil. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Costa, C. M. R. (2007). Análise Numérica e Experimental do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra (em elaboração). Departamento de Estruturas em Engenharia Civil. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Cruz, P. J. S. (2004). Pontes. História e Princípios Gerais, Paulo J.S. Cruz , Javier Manterola.

Curtin, W. G.; G. Shaw; J. K. Beck; W. A. Bray (1982). Structural Masonry Designers' Manual, Granada Publishing Limited.

## D

Daigle, L.; J. Q. Zhao (2004). The Influence of temperature on earth pressure cell readings. Ottawa, Institute for Research in Construction. National Research Council Canada.

DIN-52-102 (1988). Determination of absolute density, dry density, compactness and porosity of natural stone and mineral aggregates, Deutsches Institut fur Normung. DIN 52 102.

DIN-52-104 (1982). Testing of natural stone – Freeze-thaw cyclic test, Deutsches Institut fur Normung. DIN 52 104.

## F

Fanning, D. P.; V. Salomoni; D. T. Sloan (2003). Nonlinear modelling of a multi-span arch bridge under service load conditions. Structural Faults and Repair.

Fanning, P. J.; T. E. Boothby (2001). "Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges." Computers & Structures 79(29-30): 2645-2662.

Fanning, P. J.; T. E. Boothby; B. J. Roberts (2001). "Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment." Construction and Building Materials.

Félix, C. M. d. S. (2005). Monitorização e análise do comportamento de obras de arte. Porto, FEUP.

Fernandes, M. d. M. (2006). Mecânica dos solos - conceitos e princípios fundamentais. Porto, FEUPedições.

Ferreira, L.; F. Araújo; C. Barbosa (2006). Ponte de Vila Fria - Relatório de instalação de um sistema de monitorização estrutural em fibras ópticas, FiberSensing – Sistemas Avançados de Monitorização, SA.

Ferreira, L. A.; F. M. Araújo; A. A. Maia; P. A. Alves; J. L. Santos (2004). Redes de Bragg em Fibra Óptica - Contribuições para o desenvolvimento de uma tecnologia revolucionária em monitorização estrutural. Betão Estrutural 2004.

Ferreira, L. A. d. A. (1999). Interrogação de sensores de bragg em fibra óptica. Departamento de Física. Porto, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.

## G

Gago, A. S. (2004). Análise estrutural de arcos, abóbadas e cúpulas. Contributo para o estudo do património construído. Lisboa, Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa.

Gambarotta, L. (1999). Sperimentazione e Modellazione di Ponti ad Arco in Muratura. Atti Giornata di Studio sulla Sperimentazione dei ponti, CIAS, Politecnico di Milano.

Geokon (2006). Earth pressure cells. <http://www.geokon.com>

Goff, D. R. (2005). "Chromatic Dispersion Compensation." from <http://www.mrfiber.com>

Graf, B. (2002). Bridges that changed the world, Prestel.

## H

Heyman, J. (1995). The stone skeleton, Cambridge University Press.

Heyman, J. (1995). Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica. Madrid, Instituto Juan de Herrera.

Honeywell (2006). Pressure sensors. <http://catalog.sensing.honeywell.com>.

Huerta, S. (2001). Mechanics of masonry vaults - the equilibrium approach. Historical Constructions, Guimarães - Portugal, University of Minho

## I

Inaudi, D. (1997). Fiber optic smart sensing. Handbook of the methods in optical metrology. P. K. Rastogi, Artech House.

IPO-NP-EN1925-2000 (2000). Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação do coeficiente de absorção de água por capilaridade, Instituto Português da Qualidade. NP EN 1925 – 2000.

IPQ-NP-EN1926–2000 (2000). Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação da resistência à compressão, Instituto Português da Qualidade. NP EN 1926 – 2000.

## L

Lagomarsino, S.; S. Resemini; B. Rossi (1999). Analisi teorico-sperimentale per la sicurezza dei ponti della linea ferroviaria Genova-Ovada. Progetto, costruzione e controllo dei ponti: il ruolo della sperimentazione, Milano.

Leonhardt, F. (1986). Ponts - Puentes, Presses Polytechnique Romandes.

Lourenço, P. J. B. B. (1996). Computacional strategies for masonry structures, Delft University Press.

## M

MacPherson, W. N.; M. Silva-Lopez; J. S. Barton; A. J. Moore; J. D. C. Jones; D. Zhao; L. Zhang; I. Bennion; N. Metje; D. N. Chapman; C. D. F. Rogers (2006). "Tunnel monitoring using multicore fibre displacement sensor." Measurement Science and Technology.

Mateus, J. M. (2002). Técnicas tradicionais de construção de alvenarias, Livros Horizonte

## N

Noites, L. M. J. (2006). Desenvolvimento de um Sistema de Monitorização de Obras Estruturais de Engenharia Civil no Instituto da Construção. Porto, FEUP.

## O

Ochsendorf, J. A. (2002). Collapse of Masonry Structures. Department of Engineering, University of Cambridge.

## P

Page, J. (1987). Load Tests to Collapse on Two Arch Bridges at Preston, Shropshire and Prestwood, Staffordshire. Crowthorne, TRL.

Page, J. (1988). Load Tests to Collapse on Two Arch Bridges at Torksey and Shinafoot. Crowthorne, TRL.

Page, J. (1989). Load Tests to Collapse on Two Arch Bridges at Strathmashie and Barlae. Crowthorne, TRL.

Page, J. (1995). Load tests to collapse on masonry arch bridges. 1st International Conference on Arch bridges, Bolton. UK

Perronet, J. R. (1987). Construire des ponts au XVIII siecle. Paris, Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées.

Ponniah, D. A.; D. J. Prentice (1999). "LoRibeiro, A. S. (1998). Pontes Antigas Classificadas, Junta Autónoma de Estradas.ng term monitoring of fill pressures in a new brickwork arch bridge." Construction and Building Materials 13.

## R

Ribeiro, A. S. (1998). Pontes Antigas Classificadas, Junta Autónoma de Estradas.

Rouxinol, G. A. F. (1999). Modelo simplificado para o estudo da estabilidade de arcos em alvenaria. Departamento de Engenharia Civil. Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade de Coimbra.

RSA (1983). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, 1994, Imprensa Nacional Casa da Moeda. Decreto-Lei nº235-C/83.

Rua, M. H. (1998). Os dez livros de arquitectura de Vitruvio. Lisboa.

## S

Silva, V. D. d. (1999). Mecânica e Resistência dos Materiais. Coimbra, Zuari - Edição de Livros Técnicos, Lda.

Sloan, T. D.; A. Thompson; W. J. Harvey (1995). "Monitoring of a multi-span masonry arch bridge - data collection." Developments in computer aided design and modelling for civil engineering: 271-276.

## T

Teles, M.; A. Begonha (1998). Patologia dos Materiais – Patologia da Pedra. Porto, Faculdade da Engenharia da Universidade do Porto.

## V

Villalba, A. C. (1995). Historia de la construcción arquitectónica, Edicions de la Universitat Politècnica de Catalunya.

## W

Wittfoht, H. (1975). Puentes - ejemplos internacionales, Editorial Gustavo Gili, S.A.

# ANEXOS

## ***Do capítulo 3***

Anexo 3.1: *Ponte de Vila Fria – Resumo das peças desenhadas de projecto*

Anexo 3.2: *Quantificação de acções horizontais*

Anexo 3.3: *Deslize do arco no descimbramento – verificação de segurança*

## ***Do capítulo 4***

Anexo 4.1: *Relatório do programa de cálculo automático RING*

## ***Do capítulo 5***

Anexo 5.1: *Especificações técnicas dos sensores ópticos de deslocamento*

Anexo 5.2: *Especificações técnicas dos sensores ópticos de extensão*

Anexo 5.3: *Especificações técnicas dos sensores ópticos de temperatura*

Anexo 5.4: *Especificações técnicas da unidade de interrogação óptica  
(Braggmeter)*

Anexo 5.5: *Especificações técnicas dos extensómetros eléctricos de resistência*

Anexo 5.6: *Especificações técnicas das células de pressão/termistores*

Anexo 5.7: *Especificações técnicas dos sensores de nível*

Anexo 5.8: *Especificações técnicas do sistema de aquisição para sensores de  
sinal eléctrico*

Anexo 5.9: *Especificações técnicas da estação topográfica total*

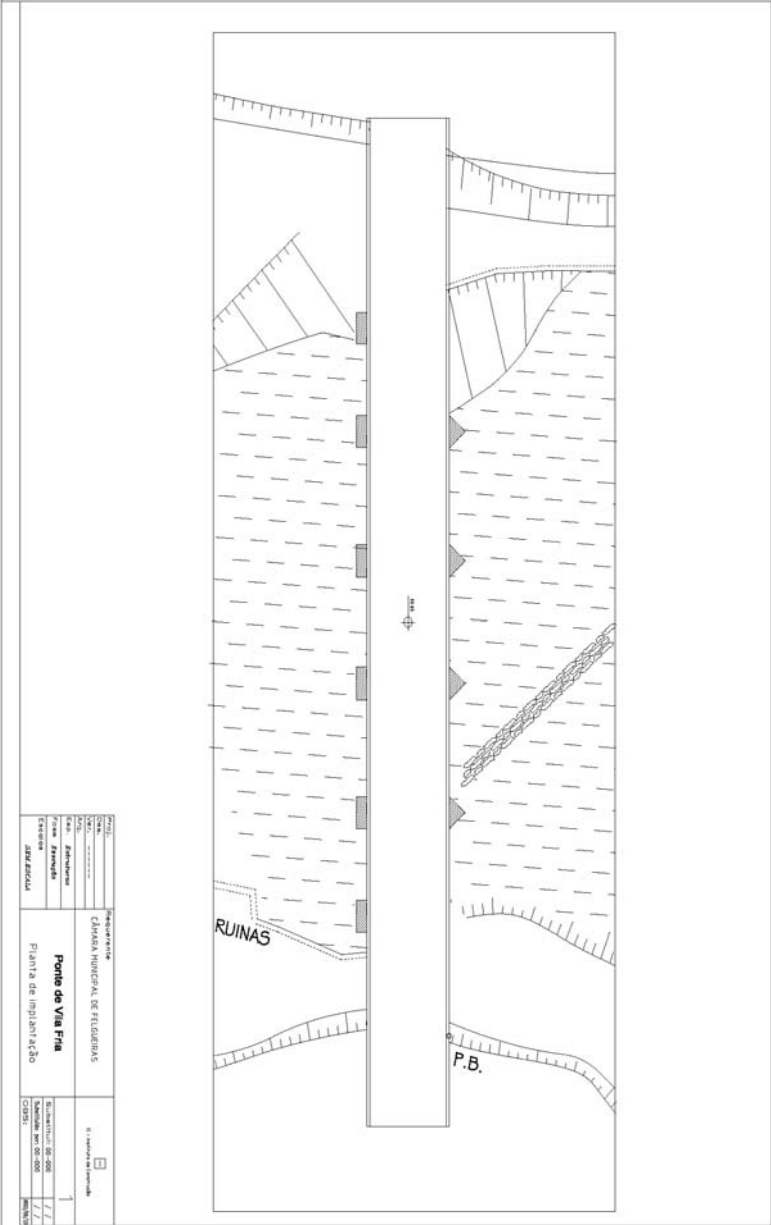
## ***Do capítulo 6***

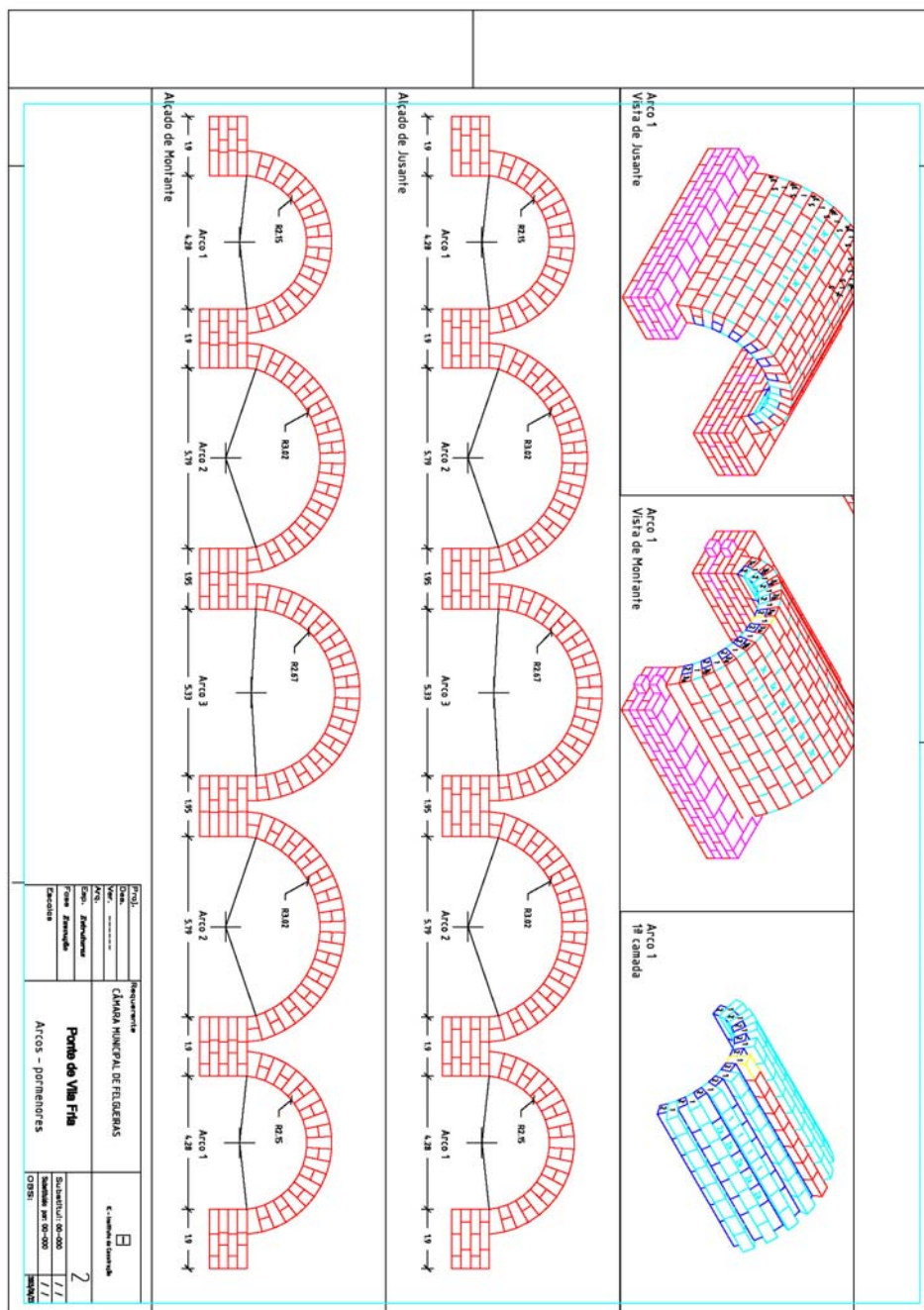
Anexo 6.1: *Posições dos camiões ao longo do ensaio de carga*

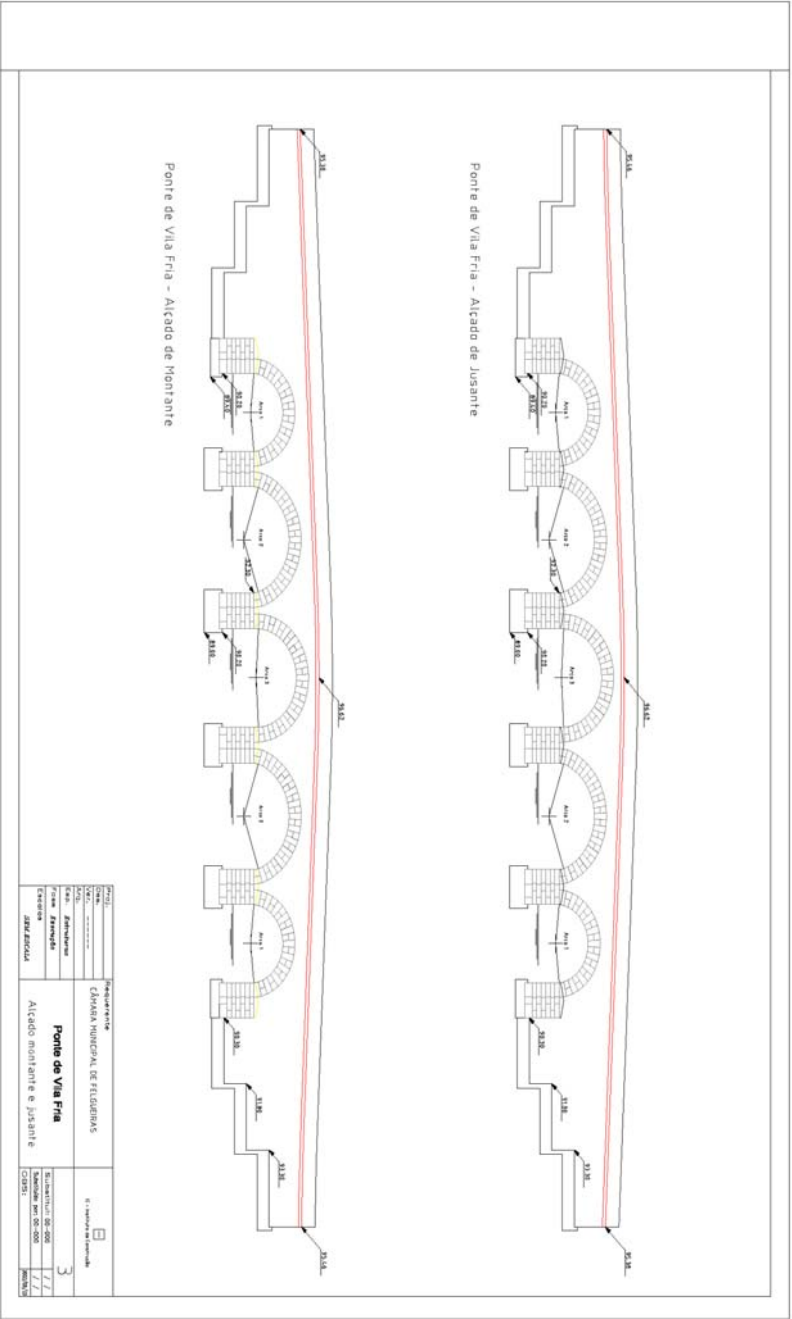
Anexo 6.2: *Estimativa do assentamento dos pilares e das microestacas*

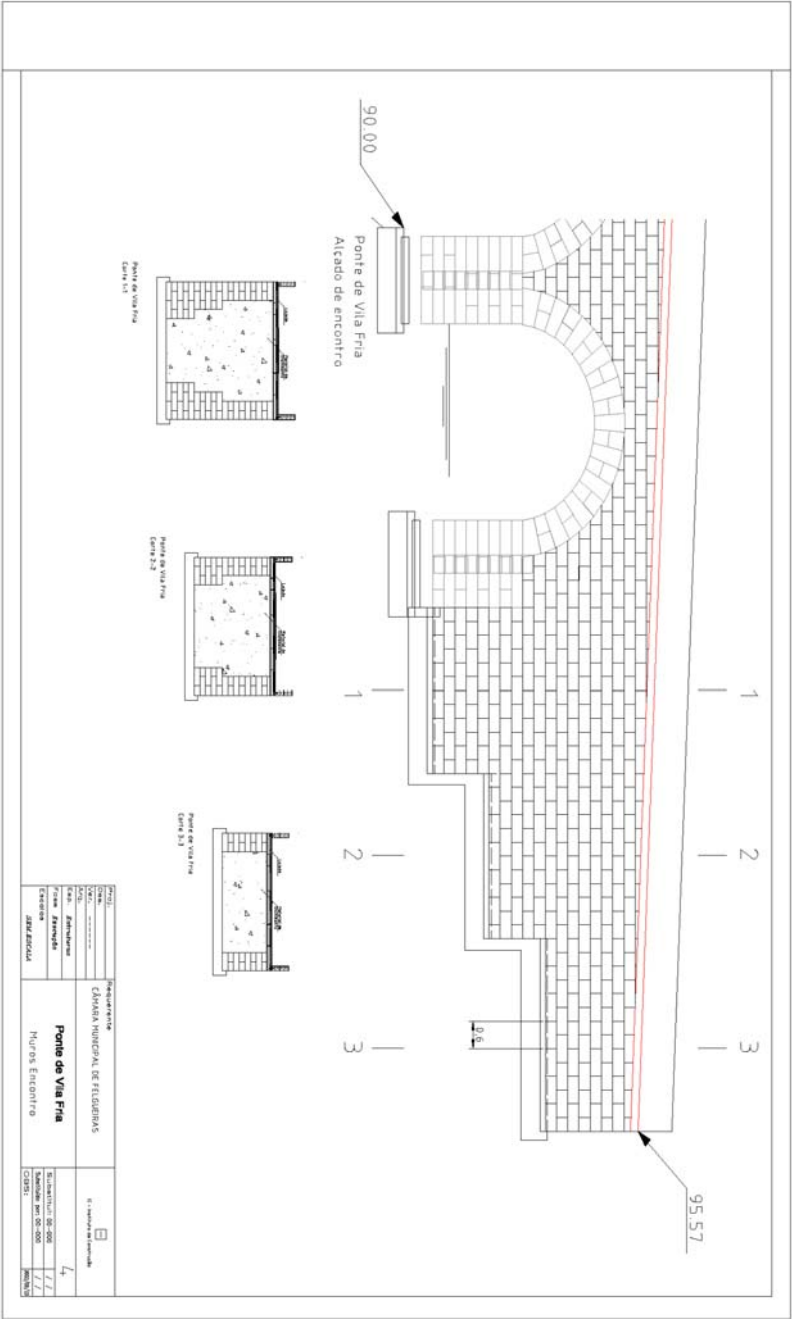
Anexo 6.3: *Resultados inconclusivos do ensaio de carga*

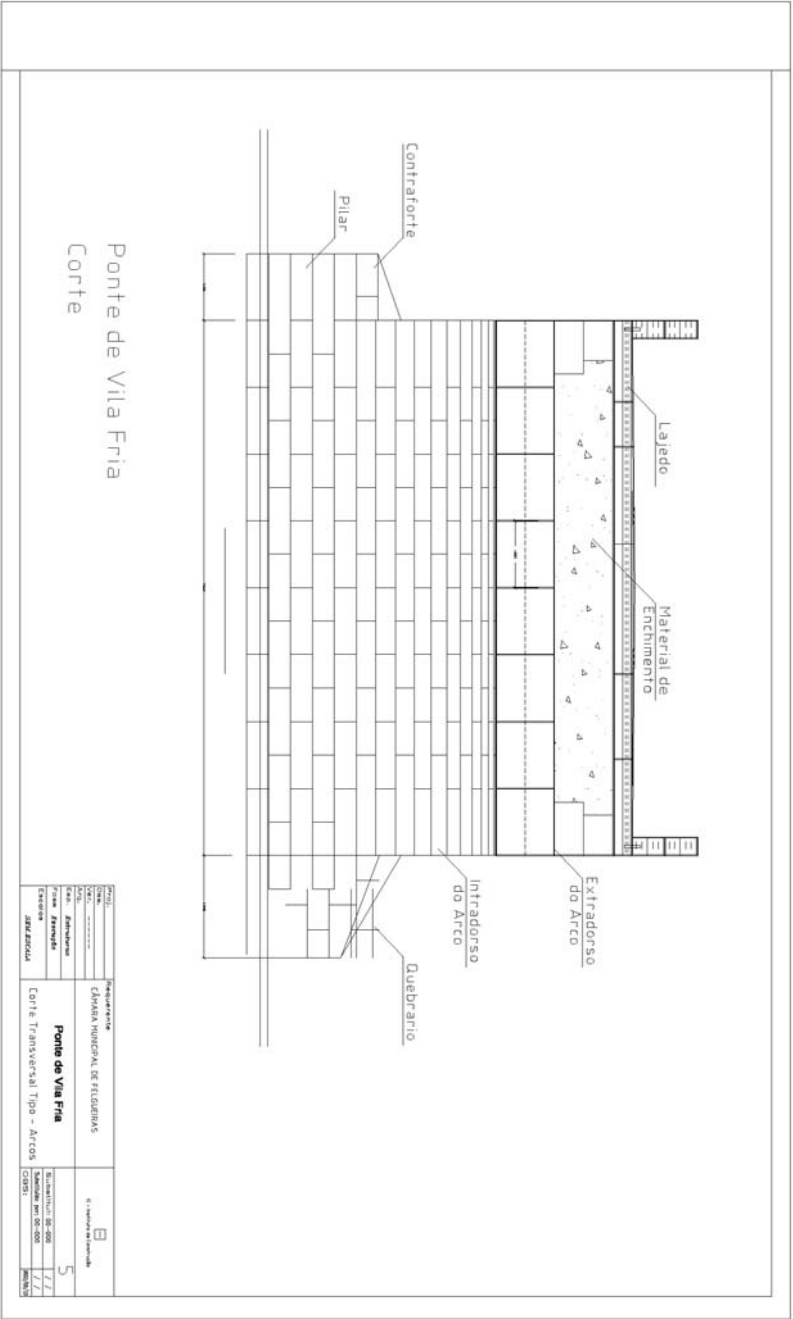














### Acção do vento:

Artigo 20º - Zona A

Artigo 21º - Rugosidade tipo II

Artigo 24º - Pressão dinâmica do vento ( $w_k$ )

Para  $h < 10\text{m} \rightarrow w_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$

Considera-se a actuação do vento em três zonas (pilares, tabuleiro e veículos que circulam sobre o tabuleiro)

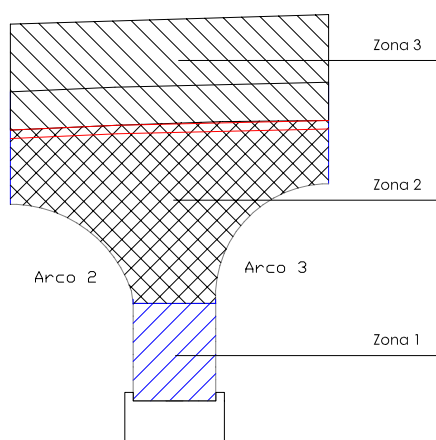


Figura 1 (anexo 3.2) – Zonas a considerar para acção do vento em pontes

#### Zona 1

De acordo com a secção 3.8 do anexo 1 do RSA, a força horizontal aplicada ao nível dos pilares pode ser determinada pela expressão:

$$F = \delta_f \cdot h_1 \cdot d \cdot w$$

Em que  $\delta_f$  representa o coeficiente de pressão (Quadro I-XIII),  $h_1$  diz respeito à altura do elemento considerado,  $d$  é a dimensão do elemento na direcção normal ao vento e  $w$  é numericamente igual à pressão dinâmica do vento.

$$F = 0,82 \cdot 2,3 \cdot 1,95 \cdot 0,9 = 3,3 \text{ kN}$$

### Zona 2

De acordo com a mesma secção do RSA, a força horizontal aplicada ao nível do tabuleiro pode ser determinada pela expressão:

$$F = \delta_f \cdot A \cdot w$$

Em que  $\delta_f$  representa o coeficiente de pressão (Quadro I-XIII),  $A$  é a área do elemento na direcção normal ao vento e  $w$  é numericamente igual à pressão dinâmica do vento.

$$F = 0,82 \cdot 20,73 \cdot 0,9 = 15,3 \text{ kN}$$

### Zona 3

De acordo com a mesma secção do RSA, a força horizontal aplicada ao nível do tabuleiro resultante da acção do vento directamente exercida sobre os veículos e por estes transmitida à ponte pode ser determinada pela expressão:

$$F = \delta_f \cdot A \cdot w$$

Em que  $\delta_f$  representa o coeficiente de pressão definido no ponto 3.8 do anexo 1 do RSA e é igual a 1.5,  $A$  representa uma superfície rectangular contínua na direcção normal ao vento com a altura de 2,5m acima do nível do pavimento (artigo 45º) e  $w$  é numericamente igual à pressão dinâmica do vento.

$$F = 1,5 \cdot 18,6 \cdot 0,9 = 25,11 \text{ kN}$$

### **Acção do sismo:**

Artigo 28º - Zona D ( $\alpha = 0.3$ )

Artigo 31º - Coeficientes sísmicos

O coeficiente sísmico  $\beta$  é limitado superiormente pelo valor correspondente a "  $0,16 \cdot \alpha$  ", ou seja:

$$\beta = 0,16 \cdot 0,3 = 0,048$$



Artigo 32º - Valores e distribuição das forças estáticas (método estático simplificado)

$$F_{ki} = (2 \cdot \pi \cdot f)^2 \cdot \frac{\beta \cdot G_i \cdot d_i}{g}$$

Em que  $f$  representa a frequência própria fundamental da ponte,  $G_i$  é numericamente igual às acções permanentes adicionado do valor quase permanente das cargas variáveis,  $d_i$  é o correspondente deslocamento provocado pela actuação das referidas cargas e  $g$  é o valor da aceleração da gravidade.

$$F = 2 \cdot \pi \cdot 7,7^2 \cdot \frac{0,048 \cdot (4050 + 0,4 \cdot 300) \cdot 0,00647}{9,81} = 49 \text{ kN}$$

Nota: os valores da frequência da ponte e do deslocamento estático fazem parte do trabalho que está actualmente em elaboração por Costa (2007).

#### **Acção da água em caudal de cheia:**

O cálculo hidráulico da Ponte de Vila Fria foi realizado pelo Professor Rui Carneiro de Barros, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e faz parte dos elementos de projecto que se encontram arquivados sob o formato de relatório interno.

Não cabendo no âmbito deste trabalho detalhar o cálculo hidráulico realizado, importa sobretudo reportar as conclusões do mesmo. Assim sendo, a força máxima resultante da acção hidráulica relativa a um caudal de cheia e considerando um período de retorno de 500 anos, foi de aproximadamente 300 kN.

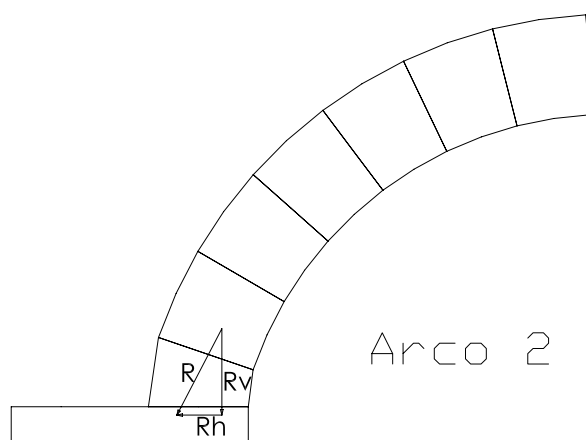
$$F_{hid} = 300 \text{ kN}$$

#### **Conclusão:**

De acordo com os cálculos simplificados às acções horizontais regulamentares aplicadas à nova Ponte de Vila Fria, pode concluir-se que as acções do vento e do sismo representam apenas uma pequena parcela (cerca de 10%) quando comparada com a acção da pressão hidráulica em caudal de cheia.



**Arco 2:**



**Figura 1 (anexo 3.3) – Esforços actuantes na base do arco (caso de carga 1)**

Força actuante (destabilizadora):  $R_h$

Força resistente (estabilizadora):  $\mu \cdot R_v$

$$R_h < \mu \cdot R_v$$

Dos ensaios realizados sobre as juntas entre blocos, foi possível obter para o ângulo de atrito  $\phi$  o valor de  $32,7^\circ$ .

Embora a junta efectivamente possua uma fina camada de argamassa, estar-se-á do lado da segurança se se desprezar a contribuição desse factor.

Assim sendo, considerou-se para o ângulo de atrito o valor de  $\phi = 33^\circ$  a que corresponde um valor do coeficiente de atrito igual a  $\mu = \tan \phi = \tan 33 = 0,65$ .

A partir do polígono de forças e considerando apenas o peso próprio do arco (caso de carga 1), podem inferir-se a relação entre as componentes vertical e horizontal da força resultante actuante sobre a base do arco 2.

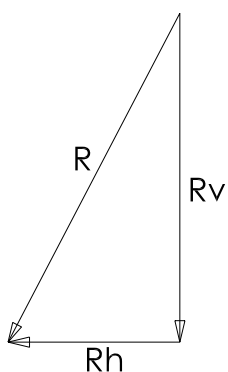


Figura 2 (anexo 3.3) – Decomposição gráfica da resultante das acções sobre a base do arco 2 (caso de carga 1)

$$\frac{R_h}{R_v} = \frac{3,6}{6,9} = 0,52$$

Logo, verifica-se a estabilidade ao escorregamento na base do arco. O factor de segurança pode ser estimado pela relação entre o coeficiente  $\mu$  que resulta das forças de atrito resistentes e o coeficiente que resulta dos esforços actuates.

$$Factor\ segurança = \frac{0,65}{0,52} = 1,25$$

## Summary

<b>Bridge name</b>	<b>ELR</b>	<b>Bridge no.</b>	<b>Mileage</b>	<b>Stations at or between</b>
Ponte de Vila Fria	not entered	not entered	not entered	not entered

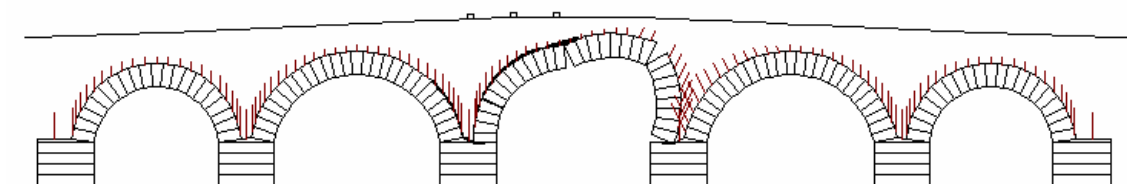
<b>Date of assessment</b>	<b>Name of assessor</b>	<b>Assessing organization</b>
30/5/2007	not entered	not entered

**Bridge type**  
not entered

## Analysis result

Critical load factor = 13,7 (load case 14)

**Critical failure mechanism:**



## Geometry (all distances in mm, angles in radians)

<b>Global:</b>	<b>No. of spans</b>	<b>Bridge width</b>	<b>Fill depth</b>	<b>LHS abut</b>	<b>RHS abut</b>
	5	3400	User defined	Yes	Yes

<b>x</b>	<b>y</b>
0	3700
2130	3770
4260	3870
6160	3950
9060	4080
11960	4220
13910	4290
16580	4320
19240	4290
21200	4220
24090	4080
27000	3950
28920	3870
31050	3770
33180	3700

<b>LHS Abut:</b>	<b>Abut Height</b>	<b>Width(top)</b>	<b>Width(base)</b>	<b>No of blocks</b>
	1500	2000	2000,002	5

<b>Span 1:</b>	<b>Shape</b>	<b>Span</b>	<b>Rise</b>	<b>Auto angle</b>	<b>LHS angle</b>	<b>RHS angle</b>
<b>No of Rings</b>						
	Segmental	4280	1920	Yes	0,108	0,108

1

**Ring**    **No of Blocks**    **Thickness**  
1           21                   800

**Pier 1:**            **Pier Height**            **Width(top)**            **Width(base)**            **No of blocks**  
1500                           1900                           1900,0019                           5

**Span 2:**            **Shape**            **Span**    **Rise**    **Auto angle**    **LHS angle**    **RHS angle**  
**No of Rings**  
Segmental            5790    2340    Yes                   0,211                   0,211                   1

**Ring**    **No of Blocks**    **Thickness**  
1           27                   800

**Pier 2:**            **Pier Height**            **Width(top)**            **Width(base)**            **No of blocks**  
1500                           1950                           1950,00195                           5

**Span 3:**            **Shape**            **Span**    **Rise**    **Auto angle**    **LHS angle**    **RHS angle**  
**No of Rings**  
Segmental            5330    2820    Yes                   -0,057                   -0,057                   1

**Ring**    **No of Blocks**    **Thickness**  
1           29                   800

**Pier 3:**            **Pier Height**            **Width(top)**            **Width(base)**            **No of blocks**  
1500                           1950                           1950,00195                           5

**Span 4:**            **Shape**            **Span**    **Rise**    **Auto angle**    **LHS angle**    **RHS angle**  
**No of Rings**  
Segmental            5790    2340    Yes                   0,211                   0,211                   1

**Ring**    **No of Blocks**    **Thickness**  
1           27                   800

**Pier 4:**            **Pier Height**            **Width(top)**            **Width(base)**            **No of blocks**  
1500                           1900                           1900,0019                           5

**Span 5:**            **Shape**            **Span**    **Rise**    **Auto angle**    **LHS angle**    **RHS angle**  
**No of Rings**  
Segmental            4280    1920    Yes                   0,108                   0,108                   1

**Ring**    **No of Blocks**    **Thickness**  
1           21                   800

**RHS Abut:**            **Abut Height**            **Width(top)**            **Width(base)**            **No of blocks**  
1500                           2000                           2000,002                           5

## Material Properties (unit weights in kN/m<sup>3</sup>, stresses in N/mm<sup>2</sup>, angles in radians)

**Masonry:**            **Unit Weight**            **Radial friction**    **Tangential friction**            **Crushing Strength**  
25                           0,7                           0                           20

**Convergence tolerance (%)**

0,5

Backfill: pressure	Unit weight Kp	Fill/arch frictn	Disp angle	Disp type	Horizontal	
	18	,524	0,524	Boussinesq	Classical	0,5

**Pressures included:**

LHS	Pier 1	Pier 2	Pier 3	Pier 4	RHS
Auto	Auto	Auto	Auto	Auto	Auto

**Load Cases** (all distances in mm)

No.	Vehicle	Position
1	Veículo tipo_RSA_cla	0
2	Veículo tipo_RSA_cla	1000
3	Veículo tipo_RSA_cla	2000
4	Veículo tipo_RSA_cla	3000
5	Veículo tipo_RSA_cla	4000
6	Veículo tipo_RSA_cla	5000
7	Veículo tipo_RSA_cla	6000
8	Veículo tipo_RSA_cla	7000
9	Veículo tipo_RSA_cla	8000
10	Veículo tipo_RSA_cla	9000
11	Veículo tipo_RSA_cla	10000
12	Veículo tipo_RSA_cla	11000
13	Veículo tipo_RSA_cla	12000
14	Veículo tipo_RSA_cla	13000
15	Veículo tipo_RSA_cla	14000
16	Veículo tipo_RSA_cla	15000
17	Veículo tipo_RSA_cla	16000
18	Veículo tipo_RSA_cla	17000
19	Veículo tipo_RSA_cla	18000
20	Veículo tipo_RSA_cla	19000

**Vehicles** (all distances in mm, forces in kN)

Name	Axle no.	Axle position	Axle width	Axle intensity
1kN Single Axle	1	0	0	1
Name	Axle no.	Axle position	Axle width	Axle intensity
Veículo tipo_RSA_cla	1	0	200	100
Veículo tipo_RSA_cla	2	1500	200	100
Veículo tipo_RSA_cla	3	3000	200	100

**Thrust in arch [load case 14]** (all forces in kN, distances in mm)

Span	Ring	Block	Normal force	Position
Pier 0	-	1	1077,64	364,4
Pier 0	-	2	1013,89	282
Pier 0	-	3	950,13	188,5
Pier 0	-	4	886,38	81,6
Pier 0	-	5	822,62	-41,8
Span 1	1	1	565,08	126,4
Span 1	1	2	544,88	54,6

# Anexo 4.1 – Relatório do programa de cálculo automático RING

Span 1	1	3	513,64	3,9
Span 1	1	4	476,29	-28,8
Span 1	1	5	436,31	-46,7
Span 1	1	6	397,14	-51,2
Span 1	1	7	361,6	-44,5
Span 1	1	8	331,79	-29,3
Span 1	1	9	309,07	-10
Span 1	1	10	293,82	8,2
Span 1	1	11	285,95	20
Span 1	1	12	285,7	22,3
Span 1	1	13	292,11	13
Span 1	1	14	308,54	-1,5
Span 1	1	15	331,48	-21,3
Span 1	1	16	362,28	-38,7
Span 1	1	17	399,89	-48,5
Span 1	1	18	442,07	-47,4
Span 1	1	19	485,81	-32,7
Span 1	1	20	526,95	-2,6
Span 1	1	21	560,69	45
Span 1	1	22	582,36	113,6
Pier 1	-	1	1574,3	-45,6
Pier 1	-	2	1513,73	-57,7
Pier 1	-	3	1453,16	-70,9
Pier 1	-	4	1392,59	-85,2
Pier 1	-	5	1332,03	-100,9
Span 2	1	1	714,03	-13,5
Span 2	1	2	683,06	-56,5
Span 2	1	3	646,13	-87
Span 2	1	4	605,39	-106
Span 2	1	5	563,17	-114,1
Span 2	1	6	521,47	-112
Span 2	1	7	481,83	-100,6
Span 2	1	8	445,69	-80,9
Span 2	1	9	413,88	-54,6
Span 2	1	10	387,27	-23,6
Span 2	1	11	363,72	7,1
Span 2	1	12	345,96	37,1
Span 2	1	13	333,94	62,6
Span 2	1	14	327,58	80,1
Span 2	1	15	326,91	87,2
Span 2	1	16	332,05	83
Span 2	1	17	343,24	68,5
Span 2	1	18	360,74	46,2
Span 2	1	19	384,77	19,8
Span 2	1	20	415,36	-6,4
Span 2	1	21	452,25	-28,5
Span 2	1	22	494,73	-43,1
Span 2	1	23	638,11	-4,8
Span 2	1	24	802,28	-0,1
Span 2	1	25	965,54	-7,9
Span 2	1	26	1117,03	-14
Span 2	1	27	1263,1	-9,7
Span 2	1	28	1376,31	2,3
Pier 2	-	1	5334,71	-221,2
Pier 2	-	2	5272,53	-260,2
Pier 2	-	3	5210,35	-300,2
Pier 2	-	4	5148,18	-341,1
Pier 2	-	5	5086	-383
Span 3	1	1	3322,6	-225,7
Span 3	1	2	3388,5	-302,2
Span 3	1	3	3385,55	-350,1
Span 3	1	4	3311,23	-374,3
Span 3	1	5	3165,14	-377,1
Span 3	1	6	2903,15	-373,2
Span 3	1	7	2579,23	-357
Span 3	1	8	2218,77	-329,8
Span 3	1	9	1915,52	-265,6



# Anexo 4.1 – Relatório do programa de cálculo automático RING

Span 3	1	10	1623,52	-173
Span 3	1	11	1346,41	-63,3
Span 3	1	12	1166,92	82,7
Span 3	1	13	1020,94	272
Span 3	1	14	863	393,8
Span 3	1	15	816,41	303,6
Span 3	1	16	866,02	94
Span 3	1	17	919,44	-73,7
Span 3	1	18	970,52	-200,4
Span 3	1	19	1019,02	-291,2
Span 3	1	20	1064,71	-349,8
Span 3	1	21	1102,71	-382,7
Span 3	1	22	1134,3	-391,8
Span 3	1	23	1158,44	-378,8
Span 3	1	24	1179,5	-341,5
Span 3	1	25	1193,17	-282,5
Span 3	1	26	1198	-201,5
Span 3	1	27	1192,44	-97,5
Span 3	1	28	1174,88	32,2
Span 3	1	29	1142,71	191,3
Span 3	1	30	1097,22	392,1
Pier 3	-	1	2182,45	-408,2
Pier 3	-	2	2120,29	-338,4
Pier 3	-	3	2058,12	-264,3
Pier 3	-	4	1995,95	-185,6
Pier 3	-	5	1933,79	-101,9
Span 4	1	1	708,15	-53,7
Span 4	1	2	667,37	-59
Span 4	1	3	629,44	-56
Span 4	1	4	590,92	-47,6
Span 4	1	5	553,3	-34,4
Span 4	1	6	517,87	-17,5
Span 4	1	7	485,63	1,7
Span 4	1	8	457,3	21,3
Span 4	1	9	427,24	33,8
Span 4	1	10	409,05	48,4
Span 4	1	11	395,37	58,1
Span 4	1	12	382,34	57,7
Span 4	1	13	378,34	54,8
Span 4	1	14	375,57	42,1
Span 4	1	15	377,56	24,2
Span 4	1	16	384,71	2,9
Span 4	1	17	397,02	-19,9
Span 4	1	18	414,54	-42
Span 4	1	19	437,34	-60,8
Span 4	1	20	462,33	-77,9
Span 4	1	21	492,18	-88,9
Span 4	1	22	525,8	-93,3
Span 4	1	23	562,55	-89,6
Span 4	1	24	601,02	-77,2
Span 4	1	25	639,79	-55
Span 4	1	26	676,63	-22,3
Span 4	1	27	709,53	22
Span 4	1	28	736,3	79,5
Pier 4	-	1	1587,77	-37,2
Pier 4	-	2	1527,2	-16,8
Pier 4	-	3	1466,63	5,4
Pier 4	-	4	1406,06	29,4
Pier 4	-	5	1345,49	55,6
Span 5	1	1	579,65	122,6
Span 5	1	2	557,9	54,6
Span 5	1	3	524,23	7,6
Span 5	1	4	483,41	-22
Span 5	1	5	439,97	-36,6
Span 5	1	6	398,31	-37,8
Span 5	1	7	361,35	-28,7
Span 5	1	8	331,31	-12,9

Span 5	1	9	309,01	4,5
Span 5	1	10	292,96	15,8
Span 5	1	11	287,38	22,2
Span 5	1	12	288,01	16,6
Span 5	1	13	296,12	2,1
Span 5	1	14	311,69	-18
Span 5	1	15	334,66	-38,4
Span 5	1	16	364,61	-54
Span 5	1	17	400,48	-60,3
Span 5	1	18	439,86	-54,9
Span 5	1	19	479,88	-36,1
Span 5	1	20	517,12	-2,2
Span 5	1	21	548,15	49,7
Span 5	1	22	568,04	122,6
Pier 5	-	1	1080,36	-361,9
Pier 5	-	2	1016,61	-278,9
Pier 5	-	3	952,85	-184,8
Pier 5	-	4	889,1	-77,1
Pier 5	-	5	825,34	47,2

FiberSensing

bringing light to measurement

FS 6100 – LPDS

FBG LINEAR POSITION AND DISPLACEMENT SENSOR

DISPLACEMENT

: high sensitivity

: stainless steel housing

: spherical bearing anchoring points

: large scale integration

: intrinsically safe design

: immunity to EMI/RFI

: compatible with most FBG measurement units

: automatic calibration for FiberSensing measurement units



The FiberSensing LPDS (Linear Position and Displacement Sensor) is suitable for a large range of applications. This sensor is a fiber optic version of the conventional LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) but is completely passive, offering inherent insensitivity to environmental induced noise.

**SENSOR**

FiberSensing LPDS features high accuracy and resolution, and total fiber optic design ensuring intrinsic immunity to electric sparks and EMI/RFI. Compatible with most common FBG measurement units, the LPDS combines compact size, high resistance to corrosion and harsh environments, and long-term reliability. It's also suitable for remote sensing being possible to locate it several kilometers away from the measurement unit. It offers intrinsic multiplexing capability that allows the concatenation of a large number of sensors in a single optical fiber. This sensor is therefore particularly suitable for difficult-to-reach locations and large scale sensing networks.

**INTEGRATION**

Each FiberSensing sensor is provided with a barcode ID allowing its characteristics to be automatically configured, so measurements can start immediately after plugging the sensor.

**SPECIFICATIONS**

Optical	
central wavelength	C Band (1530 to 1570 nm)
spectral width (FWHM)	< 0.2 nm
reflectivity	> 75%
insertion loss	< 0.1 dB
side lobe suppression	> 10 dB
sensitivity	75 pm/mm (typical)
measurement range <sup>1</sup>	25 mm

Inputs / Outputs	
cable type	Ø 900 µm
cable length	1 m each side
connectors	FC/APC

<sup>1</sup> Measurement range may be customized upon request.

**APPLICATIONS**

FiberSensing LPDS can be used in a large range of monitoring applications, such as:

- : civil engineering structures
- : pneumatic & hydraulic control
- : automation machinery

**ACCESSORIES**

The implementation of complex sensing networks in large structures is made simpler with FiberSensing accessories. These include metallically protected jumpers and connections especially designed to resist the harsh civil engineering environments, not only during the construction of the structures but also during its lifetime (humidity, corrosion, etc.).

**ORDERING INFORMATION**

FS 6100 – Linear Position and Displacement Sensor

25 mm • Ø 0.9 mm cable ..... p/n 006 130 110 101

Environmental	
operation temperature	-20 to 80 °C
relative humidity	< 90% at 80 °C
cross sensitivity	~8 pm/°C (typical)

Mechanical	
packaging	stainless steel
dimensions <sup>2</sup>	205 x 18 x 12 (mm)
distance between anchoring points <sup>3</sup>	170 ± 5 mm (adjustable)
weight	200 g

<sup>2</sup> Dimensions and distance between anchoring points may be customized upon request.

Specifications may change without notice.

Sensors

FiberSensing – Sistemas Avançados de Monitorização, S.A.

T. +351 229 613 010

F. +351 229 613 020

www.fibersensing.com

info@fibersensing.com

1/1



bringing light to measurement

STRAIN

**FS 6200 – STRAIN SENSORS**  
HIGH PERFORMANCE FBG STRAIN SENSORS



**Features:**

- : high sensitivity
- : self-referenced
- : polyimide, stainless steel and composite housing
- : long-term reliability
- : large scale integration
- : intrinsically safe design
- : immunity to EMI/RFI
- : compatible with most FBG measurement units
- : automatic calibration for FiberSensing measurement units

The FiberSensing strain gages are designed to be bonded or spot welded to structures and components (metallic, concrete, etc.). These sensors are fiber optic versions of the conventional resistance strain gages but completely passive, offering inherent insensitivity to environmental induced drift.

**SENSOR**

The polyimide strain sensor is the equivalent to the electrical strain gage and can be installed using the same supplies. The weldable strain gage is designed to be spot welded to metallic surfaces, offering a significant increase of productivity in the installation process. This sensor has an optional metallic protection for installation in severe environments. The composite strain gage is a light weight and rugged sensor for application in both steel and concrete structures, due to the ability to embed the optical fiber FBG in CFRP material. FiberSensing strain gages feature high accuracy and resolution, and immunity to electric sparks and EMI/RFI. They are compatible with most common FBG measurement units and suitable for remote sensing being possible to install them kilometers away from the measurement unit and connect a large number of sensors in a single optical fiber.

**ENVIRONMENTAL**

operation temperature: -20 to 80°C

relative humidity: < 90% at 80°C

cross sensitivity: 10 pm/°C

**APPLICATIONS**

FiberSensing strain sensors can be used in a large range of monitoring applications, such as:

- : civil engineering structures
- : large concrete and metallic components
- : nuclear power plants and experiments

**ACCESSORIES**

FiberSensing provides a large range of accessories, such as metallically protected jumpers and connections designed to resist harsh environments, easing the installation of sensing networks.

**ORDERING INFORMATION**

FS 6200 – Strain Sensor

Polyimide 40 mm • Ø 0.9 mm cable ..... p/n 006 210 10 101

Weldable 50 mm • Ø 0.9 mm cable ..... p/n 006 220 10 101

Composite 100 mm • Ø 0.9 mm cable ..... p/n 006 230 10 101

**SPECIFICATIONS**

Optical	
central wavelength	C Band (1530 to 1570 nm)
spectral width (FWHM)	< 0.2 nm
reflectivity	> 75%
insertion loss	< 0.1 dB
side lobe suppression	> 10 dB
sensitivity	1.2 pm/µε
measurement range <sup>1</sup>	6,000 µε
Inputs / Outputs	
cable type	Ø 0.9 mm
cable length	1 m each side
connectors	FC/APC

<sup>1</sup>Measurement range may be customized upon request.

Mechanical	
packaging	polyimide film stainless steel composite material
dimensions <sup>1</sup>	polyimide 40 x 12 x 0.25 (mm) weldable 45 x 15 x 0.3 (mm) Composite 100 x 20 x 0.9 (mm)
weight	polyimide 5 g weldable 5 g composite 25 g

<sup>1</sup>Dimensions may be customized upon request.

<sup>2</sup>Specifications may change without notice.



sensors

FiberSensing – Sistemas Avançados de Monitorização, S.A.    T. +351 229 613 010    F. +351 229 613 020    www.fibersensing.com    info@fibersensing.com

bringing light to measurement

FS 6300 – TEMPERATURE SENSORS  
GENERAL PURPOSE TEMPERATURE SENSORS

- : high sensitivity
- : self-referenced
- : stainless steel housing
- : long-term reliability
- : large scale integration
- : intrinsically safe design
- : immunity to EMI/RFI
- : compatible with most FBG measurement units
- : automatic calibration for FiberSensing measurement units



SENSOR

## APPLICATIONS

- : chemical industry
- : gas reservoirs
- : food quality control
- : nuclear power plants

The implementation of complex sensing networks in large structures is made simpler with Fibersensing accessories. These include metallically protected jumpers and connections especially designed to resist the harsh civil engineering environments, not only during the construction of the structure but also during its lifetime (humidity, corrosion, etc.).

Each FiberSensing sensor is provided with a barcode ID allowing its characteristics to be automatically configured, so measurements can start immediately after plugging the sensor.

FS 6300 – Temperature Sensor

Laboratory • Ø 0.9 mm cable .....	p/n 006 300 110 101
Indoor • Ø 3 mm cable .....	p/n 006 300 110 201

Optical	
central wavelength	C Band (1530 to 1570 nm)
spectral width (FWHM)	< 0.2 nm
reflectivity	> 75%
insertion loss	< 0.5 dB
side lobe suppression	> 10 dB
sensitivity	10 pm/°C
measurement range <sup>1</sup>	-20 to 80° C
Inputs / Outputs	
cab/e type	laboratory Ø 0.9 mm
	indoor Ø 3 mm
cab/e length	1 m each side
connectors	FC/APC (protected)

<sup>1</sup>Measurement range may be customized upon request.

<b>Environmental</b>	
operation temperature	-20 to 80°C
relative humidity	< 90% at 80°C
<b>Mechanical</b>	
packaging	stainless steel
dimensions <sup>3</sup>	laboratory 83 x 6.3 (mm) indoor 140 x 8 (mm)
weight	100 g

<sup>2</sup>Dimensions may be customized upon request.

Specifications may change without notice.



**FiberSensing**  
bringing light to measurement

**FS 5200 – BENCHTOP BRAGGMETER**  
HIGH-END MEASUREMENT UNIT FOR FBG SENSORS

**BRAGGMETER**

- : high-power single mode laser scanning
- : built-in NIST traceable wavelength reference
- : broadband tuning
- : software with full data logger capability
- : intuitive user interface
- : optical spectrum analyzer
- : automatic configuration for FiberSensing sensors
- : PXI™ expansion for large scale and hybrid systems
- : robust design for 24/7 operation

FiberSensing BraggMeter measurement unit for FBG sensors employs proven continuous tunable external cavity semiconductor laser technology to measure the absolute Bragg wavelength.

**BRAGGMETER**  
The intrinsic high dynamic range and high output power allows high resolution to be attained even for long fiber leads and lossy connections. The FiberSensing BraggMeter measurement unit includes a built-in NIST traceable wavelength reference that provides continuous calibration to ensure system accuracy over long term operation. The broadband tuning range combined with the optical multiplexer makes this measurement unit particularly suitable for large scale sensing networks. Configuring sensors in the BraggMeter unit is very simple. Each FiberSensing sensor is provided with a barcode ID allowing its characteristics to be automatically configured, so measurements can start immediately after plugging the sensor.

**SPECIFICATIONS**

Wavelength Measurement	
operating range	C+L band (1520 to 1630 nm)
resolution	0.5 pm
absolute accuracy	±2.0 pm
repeatability	±1.0 pm
sensors per fiber	55 (maximum recommended)
sample rate	15/s

Laser Source	
optical output power	2 dBm
line width	150 kHz
optical isolation	60 dB

Inputs / Outputs	
optical connectors	FC/APC

Embedded Optical Multiplexer (optional)	
channels	4
switching time	1 s



**MODULARITY**  
The optional built-in PXI™ rack expansion allows modular scalability through insertion of optical multiplexing modules and standard DAQ modules for the measurement of electric sensors.

**DATALOGGER**  
FiberSensing measurement units feature an intuitive and easy-to-use software interface with built-in datalogger functions such as automated sampling, archiving and transmitting. A high-performance local database manages both multiple sensor network configurations and large datasets. Acquired data can also be exported to analysis tools through Excel™ compatible files.

**ORDERING INFORMATION**  
FS 5200 – Benchtop BraggMeter  
Single optical channel ..... p/n 005 200 110 112  
Single optical channel and PXI bus ..... p/n 005 250 110 112  
Embedded 1x4 optical multiplexer ..... p/n 005 200 110 412

Datalogger	
functions	sampling archiving transmission
interface	touchscreen GUI ethernet, USB
data format	mySQL database Excel™ compatible files

Environmental	
operation temperature	10 to 40° C
relative humidity	< 90% at 40° C

Mechanical	
dimensions	450 x 180 x 370 (mm)
weight	15 kg

Power	
voltage	100-240 VAC • 50-60Hz
power	300 W

Specifications may change without notice.


■ ■ ■ measurement units

FiberSensing – Sistemas Avançados de Monitorização, S.A. T. +351 229 613 010 F. +351 229 613 020 [www.fibersensing.com](http://www.fibersensing.com) [info@fibersensing.com](mailto:info@fibersensing.com)

**20CBW**

Vishay Micro-Measurements

**General Purpose Strain Gages - Linear Pattern**

GAGE PATTERN DATA						
			GAGE DESIGNATION	RESISTANCE (OHMS)	OPTIONS AVAILABLE	
			See Note 1, 3	See Note 2	See Note 3	
			N2A-XX-20CBW-120 N2A-XX-20CBW-350 EA-XX-20CBW-120 <b>WA-XX-20CBW-120</b> WK-XX-20CBW-350 EP-XX-20CBW-120 <b>SA-XX-20CBW-120</b> <b>SK-XX-20CBW-350</b>	120 ± 0.2% 350 ± 0.2% 120 ± 0.2% 350 ± 0.4% 120 ± 0.4% 350 ± 0.2% 120 ± 0.4% 350 ± 0.4%	W, E, L, LE, <b>P</b> W, E, L, LE, <b>P</b> W, E, L, LE, <b>P</b> <b>W*</b> <b>W*</b>	
<b>DESCRIPTION</b>  For use on concrete and for strain integration on large specimens.						
<b>GAGE DIMENSIONS</b>			Legend: ES = Each Section S = Section (S1 = Sec 1)		CP = Complete Pattern M = Matrix	
						<div>inch</div> <div>millimeter</div>
Gage Length	Overall Length	Grid Width	Overall Width	Matrix Length	Matrix Width	
2.000	2.250	0.188	0.188	2.46	0.32	
50.80	57.15	4.78	4.78	62.5	8.1	

<b>GAGE SERIES DATA</b>			
See Gage Series data sheet for complete specifications.			
Series	Description	Strain Range	Temperature Range
N2A	Constantan foil gages with a thin, laminated, polyimide-film backing.	±3%	-100° to +200°F [-75° to +95°C]
EA	Constantan foil in combination with a tough, flexible, polyimide backing.	±5%	-100° to +350°F [-75° to +175°C]
WA	Fully encapsulated constantan gages with high-endurance leadwires.	±2%	-100° to +400°F [-75° to +205°C]
WK	Fully encapsulated K-alloy gages with high-endurance leadwires.	±1.5%	-452° to +550°F [-269° to +290°C]
EP	Annealed constantan foil with tough, high-elongation polyimide backing.	±20%	-100° to +400°F [-75° to +205°C]
SA	Fully encapsulated constantan gages with solder dots.	±2%	-100° to +400°F [-75° to +205°C]
SK	Fully encapsulated K-alloy gages with solder dots.	±1.5%	-452° to +450°F [-269° to +230°C]

**Note 1:** Insert desired S-T-C number in spaces marked XX.

**Note 2:** Tolerance is increased when Option W, E, SE, LE, or P is specified.

**Note 3:** Products with designations and options shown in bold are not RoHS compliant.

\*Options available but not normally recommended. See Optional Features data sheet for details.





## 3500, 4800 Series

# Earth Pressure Cells

### Applications

Earth Pressure Cells provide a direct means of measuring total pressures, i.e. the combination of effective soil stress and pore water pressure, in or on...

- Bridge abutments
- Diaphragm walls
- Fills and embankments
- Retaining walls surfaces
- Sheet piling
- Slurry walls
- Tunnel linings

They may also be used to measure earth bearing pressures on foundation slabs and footings and at the tips of piles.



• Model 4800 Earth Pressure Cell (front), Model 4820 Jackout Pressure Cell (center) and Model 4810 Contact Pressure Cell (rear)

### Operating Principle

Earth Pressure Cells are constructed from two stainless steel plates welded together around their periphery and separated by a narrow gap filled with hydraulic fluid. External pressures squeeze the two plates together creating an equal pressure in the internal fluid. A length of stainless steel tubing connects the fluid filled cavity to a pressure transducer that converts the fluid pressure into an electrical signal transmitted by cable to the readout location.

### Advantages & Limitations

The 4800 Series Earth Pressure Cells use vibrating wire pressure transducers and thus have the advantages of long term stability, reliable performance with long cables and insensitivity to moisture intrusion. All models also include a thermistor for temperature measurements and a gas discharge tube for lightning protection. Where dynamic stress changes are to be measured a semi-conductor type pressure transducer is substituted (see Model 3500).

Cell performance depends strongly on the surrounding soil properties. It would be prohibitively expensive to

calibrate a cell in the soil type specific to the application being contemplated. However, studies have shown that the most consistent cell performance is achieved using cells of maximum stiffness with aspect ratios  $D/t > 10$  ( $D$  is the diameter of the cell,  $t$  the thickness). With Geokon cells, maximum stiffness is achieved by using hydraulic oil with less than 2 ppm of dissolved gas and aspect ratios generally greater than 20 to 30. Tests on Geokon cells in various types of soil have shown that the cells over-register the soil pressure by less than 5 percent. This is probably no greater than the inherent variability of the soil pressure distribution in the ground.

Typical of all closed hydraulic systems, earth pressure cells are sensitive to temperature changes which cause the internal fluid to expand at a different rate than the surrounding soil giving rise to spurious fluid pressure changes. The magnitude of the effect depends to a greater extent on the elasticity of the surrounding soil, i.e., on the degree of compaction and confinement, and is difficult to predict and correct for. The built-in thermistor is helpful in separating these spurious effects from real earth pressure changes.



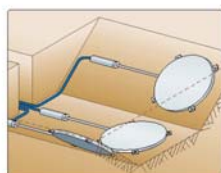
Geotechnical Instrumentation

#### Model 4800, 4815 Earth Pressure Cells



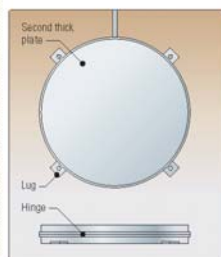
• Model 4800 Earth Pressure Cell.

**Model 4800** cells are constructed from two thin pressure sensitive plates. They can be positioned in the fill at different orientations so that soil pressures can be measured in two or three directions. Special armored cables are recommended in earth dam applications.



• Model 4800 Earth Pressure Cells installed in fill for soil pressure measurement in three directions.

The **Model 4815** is a special cell that effectively reduces the severity of point loading when used in granular materials. The modification uses two thick plates welded together at a flexible hinge that helps provide more uniform pressure distribution.



• Model 4815 pressure cell, with two thick plates, for use in granular materials.

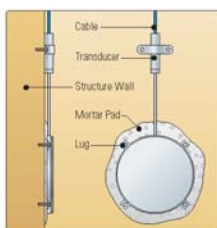
#### Model 4810 Contact Pressure Cells



• Model 4810 Contact Pressure Cell for attachment to existing concrete surfaces.

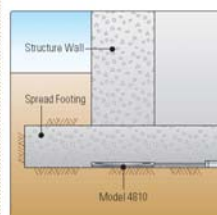
The **Model 4810 Contact Pressure Cell** is designed to measure soil pressures on structures. The backplate of the cell which bears against the external surface of the structure is thick enough to prevent the cell from warping. The other plate is thin and is welded to the backplate in a manner which creates a flexible hinge to provide maximum sensitivity to changing soil pressures.

Lugs on the side provide a means of mounting the cell to concrete forms or to steel or concrete surfaces. A mortar pad beneath the backplate ensures good contact with the structure surface. Cells are best installed flush with the surface to which they are attached. The fill material next to the cell should be screened to remove pieces larger than 10 mm.



• Side and frontal views of the Model 4810 installed on existing structure.

Cells installed at the base of slabs and footings to measure bearing loads should always be positioned inside the concrete with the sensitive face pressed against the compacted fill. Cells placed in the fill below the concrete often become decoupled from the soil pressure due to the impossibility of adequately compacting the fill around the cell.



• Model 4810 installation in a spread footing.

#### Model 4820 Jackout Pressure Cells

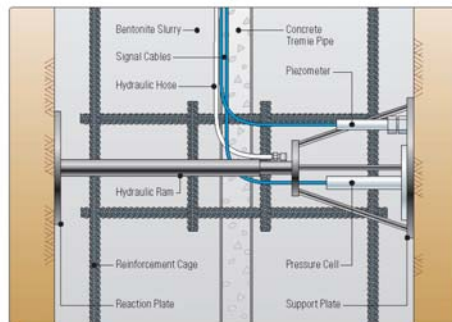


• Model 4820 shown in hydraulic ram assembly with piezometer and alone (inset)

The Jackout Pressure Cell is designed for installation in diaphragm walls (slurry walls) to monitor soil pressures on the walls as excavation proceeds. This allows the build-up of excessive pressures to be detected in time to take remedial measures.

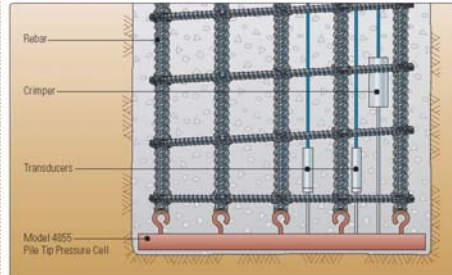
The Jackout Pressure Cell assembly consists of the cell mounted on a support plate, a reaction plate and a hydraulic ram. This assembly is attached, in its retracted position, to the reinforcement cage and is lowered into the slurry trench along

with the cage. When the cage is in position the hydraulic ram is extended by means of a hand pump situated at the top of the wall and connected to the ram by a hydraulic hose. Pressure is applied forcing the reaction plate and the cell against the walls of the trench. This pressure is maintained while the concrete is tremied into the trench and until the concrete cures. The cell may be supplemented by a piezometer attached to the support plate to measure pore water pressures.



• Jackout Pressure Cell assembly installed in diaphragm wall

#### Model 4855 Pile-Tip Pressure Cells

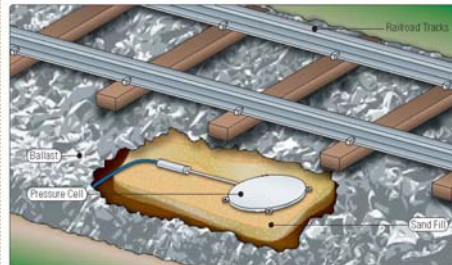


• Model 4855 Pile-Tip Pressure Cell installation

The Model 4855 Pile-Tip Load Cell is used to measure pile-tip loads in cast-in-place concrete piles (caissons). Like the Model 4810, the pile-tip pressure cell has a thick upper plate. The cell is manufactured to be close to the diameter of the pile and the back plate is supplied with hooks or sections of rebar to allow the cell to be connected to the bottom of

the reinforcement cage. Two vibrating wire pressure transducers are connected to the cell to provide some redundancy in the event that one transducer is damaged during installation. An added feature is a remote "crimping" mechanism to allow the cell to be inflated slightly so as to ensure good contact between the cell and the surrounding concrete.

#### Model 3500 Series Earth Pressure Cells



• Model 3500 Earth Pressure Cell installed under railroad tracks

The 3500 Series is similar in design to the 4800 Series but the vibrating wire transducer is replaced by a semi-conductor type transducer (to enable the measurement of dynamic pressures) which can have an output

of 2mV/V, 0-5VDC or 4-20mA. Typical applications are the measurement of traffic induced stresses on roadway sub grades, airport runways or under railroad tracks.

# Technical Specifications

	4800	4810	4815	4820	4855	3500
Transducer Type	Vibrating Wire	Vibrating Wire	Vibrating Wire	Vibrating Wire	Vibrating Wire	Semi-conductor
Output	2000-3000 Hz	2000-3000 Hz	2000-3000 Hz	2000-3000 Hz	2000-3000 Hz	2 mV/V, 0-5 VDC or 4-20 mA
Standard Ranges <sup>1</sup>	70, 170, 350, 700 kPa 2.0, 3.0, 5.0 MPa	70, 170, 350, 700 kPa 2.0, 3.0, 5.0 MPa	70, 170, 350, 700 kPa 2.0, 3.0, 5.0 MPa	70, 170, 350, 700 kPa 2.0, 3.0, 5.0 MPa	3.0, 5.0, 7.0, 10.5 MPa	100, 250, 600 kPa 1.0, 2.5, 6.0, 10.0 MPa
Over Range	150% F.S. (maximum)	150% F.S. (maximum)	150% F.S. (maximum)	150% F.S. (maximum)	150% F.S. (maximum)	150% F.S. (maximum)
Resolution	±0.025% F.S.	±0.025% F.S.	±0.025% F.S.	±0.025% F.S.	±0.025% F.S.	Infinite
Accuracy <sup>2</sup>	±0.1% F.S.	±0.1% F.S.	±0.1% F.S.	±0.1% F.S.	±0.1% F.S.	±0.5% F.S.
Linearity	< 0.5% F.S.	< 0.5% F.S.	< 0.5% F.S.	< 0.5% F.S.	< 0.5% F.S.	< 0.5% F.S.
Thermal Effect on Zero	< 0.05% F.S.	< 0.05% F.S.	< 0.05% F.S.	< 0.05% F.S.	< 0.05% F.S.	< 0.05% F.S.
Typical Long-Term Drift	< 0.02% F.S./yr	< 0.02% F.S./yr	< 0.02% F.S./yr	< 0.02% F.S./yr	< 0.02% F.S./yr	< ±0.02% F.S./yr
Standard Cell Dimensions <sup>3</sup> (H×D)	6 × 230 mm	12 × 230 mm	6 × 230 mm	12 × 150 mm	25 × varies	12 × 230 mm
Transducer Dimensions (L×D)	150 × 25 mm	150 × 25 mm	150 × 25 mm	150 × 25 mm	150 × 25 mm	150 × 32 mm
Excitation Voltage	2.5-12 V swept square wave	2.5-12 V swept square wave	2.5-12 V swept square wave	2.5-12 V swept square wave	2.5-12 V swept square wave	10 V maximum
Material	304 Stainless Steel	304 Stainless Steel	304 Stainless Steel	304 Stainless Steel	304 Stainless Steel	304 Stainless Steel
Temperature Range <sup>1</sup>	-20°C to +80°C	-20°C to +80°C	-20°C to +80°C	-20°C to +80°C	-20°C to +80°C	-20°C to +80°C

Note: PSI = kPa × 0.14503, or MPa × 145.03

<sup>1</sup>Other ranges available on request.

<sup>2</sup>Calibrated accuracy of the pressure sensor.

<sup>3</sup>Other sizes available on request.



The World Leader in Vibrating Wire Technology™

Geokon, Incorporated  
48 Spencer Street  
Lebanon, NH 03766  
USA

Geokon maintains an ongoing policy of design review and reserves the right to amend products and specifications without notice.

☎ 1 • 603 • 448 • 1562  
☎ 1 • 603 • 448 • 3216  
✉ [geokon@geokon.com](mailto:geokon@geokon.com)  
🌐 [www.geokon.com](http://www.geokon.com)

©2016 Geokon, Incorporated. All Rights Reserved | Doc. No. G-10156

## Honeywell

---



*Representative photograph, actual product appearance may vary.*

*Due to regional agency approval requirements, some products may not be available in your area. Please contact your regional Honeywell office regarding your product of choice.*

### 163PC01D36

Pressure Sensors: Measurement Type: Bidirectional Gage, Differential; Signal Conditioning: Amplified; Pressure Range:  $\pm 5$  in H<sub>2</sub>O; Port Style: Straight

#### Features

- Robust package
- PCB termination
- Fully signal conditioned
- Amplified
- Low pressure measurement

#### Typical Applications

##### Medical

- CPAP (Continuous Positive Airway Pressure) equipment
- Respirators and ventilators
- Blood glucose monitors
- Oxygen conservers
- Oxygen concentrators
- Nebulizers
- Blood cell separators

##### Environmental

- Filter monitoring equipment

#### Description

160PC Series pressure sensors provide an output voltage that is proportional to the pressure applied. They operate from 0 inches to 2.5 inches of water to 0 inches to 27.68 inches of water using a single, positive supply voltage ranging from 6.0 Vdc to 16.0 Vdc.

## Honeywell

### 163PC01D36

Pressure Sensors: Measurement Type: Bidirectional Gage, Differential; Signal Conditioning: Amplified; Pressure Range:  $\pm 5$  in H<sub>2</sub>O; Port Style: Straight

Product Specifications	
Measurement Type	Differential, Bidirectional Gage
Signal Conditioning	Amplified
Pressure Range	$\pm 5.0$ in H <sub>2</sub> O
Maximum Overpressure	5.0 psi
Supply Voltage	6.0 Vdc min., 8.0 Vdc typ., 16.0 Vdc max.
Compensated	Yes
Output Calibration	Yes
Response Time	1 ms max.
Termination	PCB
Port Style	Straight
Package Style	Honeywell - 100PC
Linearity	$\pm 2.0$ % span max. (P2 > P1), $\pm 1.0$ % span max. (P2 < P1)
Typical Sensitivity	0.5 V/in H <sub>2</sub> O
Full Scale Span	5.0 Vdc typ.
Null Offset	3.50 Vdc typ.
Repeatability & Hysteresis Error	$\pm 0.25$ % span typ.
Shock	Qualification tested to 150 g
Vibration	MIL-STD-202 Method 213 (150 g half sine 11 ms)
Weight	28 g [.987 oz]
Operating Temperature Range	-40 °C to 85 °C [-40 °F to 185 °F]
Compensated Temperature Range	-18 °C to 63 °C [0 °F to 145 °F]
Storage Temperature Range	-55 °C to 125 °C [-67 °F to 257 °F]
Media Compatibility	P2 port: Wetted materials; polyester housing, epoxy adhesive, silicon, borosilicate glass, and silicon-to-glass bond P1 port: Dry gas only.
UNSPSC Code	411121
UNSPSC Commodity	411121 Transducers
Availability	Global
Series Name	160PC Series

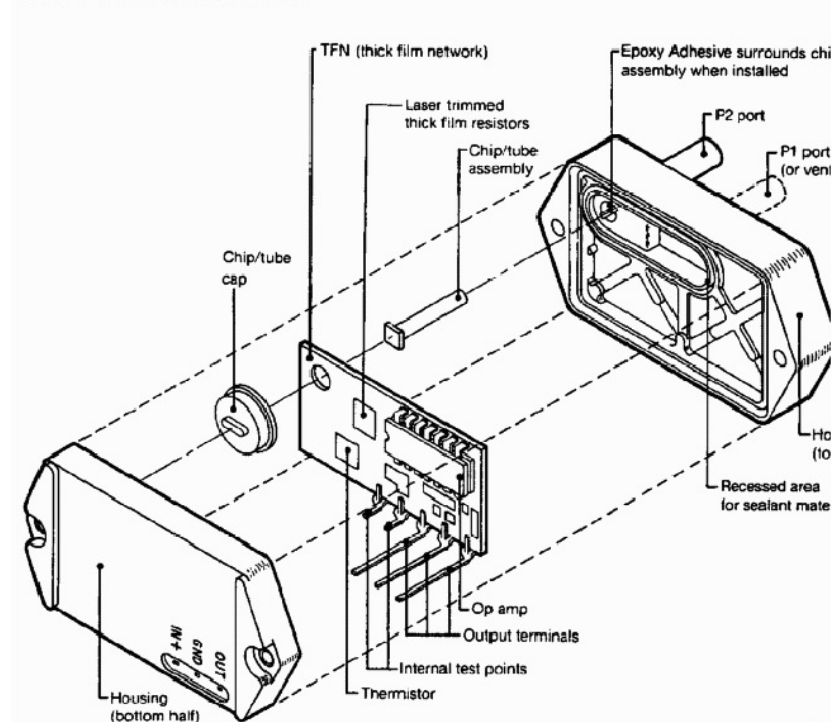


## Honeywell

### 163PC01D36

Pressure Sensors: Measurement Type: Bidirectional Gage, Differential; Signal Conditioning: Amplified; Pressure Range:  $\pm 5$  in H<sub>2</sub>O; Port Style: Straight

#### 160PC CONSTRUCTION







## LabVIEW Real-Time Controller Interfaces with Ethernet

Compact FieldPoint Real-Time  
Ethernet Controller Interfaces

### NI cFP-2020, NI cFP-2010, NI cFP-2000

#### Controller Overview

- Real-time LabVIEW embedded controllers for intelligent industrial I/O
- Stand-alone embedded real-time controller or PC-based distributed I/O Ethernet interface
- Industrial-grade reliability
  - Automatic self-diagnostics
  - Redundant power supply inputs
  - Isolated communication bus to I/O modules
- RS-232 and RS-485 serial ports for local device control
- Removable CompactFlash for data logging
- Class I Div 2 Rated for Hazardous Environments

#### Operating Systems

- Windows 2000/NT/XP
- Real-time performance with LabVIEW (page 134)

#### Recommended Software

- LabVIEW
- LabVIEW Real-Time Module
- LabVIEW DataLogging and Supervisory Control Module

#### Other Compatible Software

- LabWindows/CVI
- Measurement Studio
- Lookout
- VI Logger

#### Driver Software (included)

- Measurement & Automation Explorer
- OPC server (2.0 compliant)

NEW



Module	DRAM Memory	Internal Nonvolatile Storage	Removable Compact Flash	Ethernet Ports	RS-232 Serial Ports	RS-485 Serial Ports
cFP-2020	32 MB	64 MB	✓	1	3	1
cFP-2010	32 MB	64 MB	+	1	2	0
cFP-2000	16 MB	32 MB	–	1	1	0

### Overview and Applications

Compact FieldPoint is a programmable automation controller (PAC) designed for industrial control applications performing advanced embedded control, data logging, headless operation, and Ethernet connectivity. It combines the packaging, specifications, and reliability of a PLC with the software, flexibility, connectivity, and functionality of a PC. Compact FieldPoint is our most rugged and reliable platform and is designed for industrial and mobile environments with high shock, vibration, and temperature extremes. Compact FieldPoint banks run LabVIEW Real-Time, providing the functionality, connectivity, and flexibility of LabVIEW on a small, rugged, industrial platform. The modular I/O architecture with built-in signal conditioning and isolation provides direct connectivity to industrial sensors such as analog voltage, 4 to 20 mA current, thermocouple, RTD, pressure, strain, flow, pulse width modulation (PWM), and 24 V digital I/O.

Engineers and scientists use the National Instruments cFP-20xx controllers in intelligent distributed applications requiring industrial-grade reliability, such as process and discrete control systems, to open and close valves, run control loops, log data, perform real-time simulation and analysis, and communicate over serial, phone, and Ethernet.

### System Configurations

A single NI cFP-20xx controller manages a bank of up to eight Compact FieldPoint analog and digital I/O modules, which constitutes a node. The network module securely mounts on a metal backplane that provides a solid mounting surface for the Compact FieldPoint bank and forms the communication bus between the controller module and the I/O modules. You choose the I/O modules and connector block or cabling option that is best suited for your application.

For more details on configuring a Compact FieldPoint system, see page 517.

### Highly Productive Software

When your application requires powerful functionality and rapid development, the key is flexible software that integrates seamlessly with hardware. LabVIEW is an industry-standard graphical development environment that provides all the tools necessary to create advanced and full-featured measurement and control applications. LabVIEW makes it easy to construct simple or complex applications using an extensive palette of functions and tools – from simple analog PID process control loops to high-channel-count hybrid control systems that combine both analog and digital components.

Industrial Control and Distributed I/O

# LabVIEW Real-Time Controller Interfaces with Ethernet

## Specifications

### Network

Network interface	10BaseT and 100BaseTX Ethernet
Compatibility	IEEE 802.3
Communication rates	10 Mb/s, 100 Mb/s, autonegotiated
Maximum cabling distance	100 m/segment
Maximum power to connected I/O modules	9 W
Maximum number of banks	Determined by network topology

### Memory

cFP-2000	32 MB nonvolatile, 16 MB DRAM
cFP-2010	64 MB nonvolatile, 32 MB DRAM
cFP-2020	64 MB nonvolatile, 32 MB DRAM

For information about the memory used by the LabVIEW RT module and the operating system, go to [ni.com/info](http://ni.com/info) and enter **rdtpec**.

### Serial Ports

cFP-2000	One RS-232, DTE
cFP-2010	Two RS-232, DTE
cFP-2020	Three RS-232, DTE; one RS-485, DTE

### RS-485 Isolation Voltage

Maximum isolation voltage	100 V <sub>rms</sub>
Transient overvoltage	740 V <sub>rms</sub>

### Power Requirement

Power supply range	11 to 30 VDC
Recommended power supply	PS-5
cFP-BP-4 system	15 W
cFP-BP-8 system	20 W
Power consumption	
cFP-2000	4.8 W + 1.1 (I/O module power requirements)
cFP-2010	5.0 W + 1.1 (I/O module power requirements)
cFP-2020	6.1 W + 1.1 (I/O module power requirements)

### Physical Characteristics

LED indicators	
POWER (green)	Valid power to module
STATUS (red)	Failure condition
LINK/ACTIVE (green)	Valid network connection when lit; Ethernet activity when blinking
100 Mbps (yellow)	Ethernet speed (10 Mb/s if unlit)
User-defined	3 bi-color, 1 green
DIP switches	
cFP-2000, cFP-2010	3 user-defined, 3 predefined
cFP-2020	3 user-defined, 5 predefined
External digital I/O (cFP-2020)	2 switch inputs, 2 (5 V) digital outputs
Screw-terminal wiring	16-26 AWG copper conductor wire with 7 mm (0.28 in.) of insulation stripped from the end
Torque for screw terminals	0.5-0.6 N m (4.4-5.3 lb in.)
Weight	
Dimensions	
cFP-2000	286 g (10.1 oz)
cFP-2010	293 g (10.3 oz)
cFP-2020	326 g (11.5 oz)
cFP-20xx on cFP-BP-4 backplane	127 by 246 by 106 mm (5.0 by 9.7 by 4.2 in.)
cFP-20xx on cFP-BP-8 backplane	127 by 441 by 106 mm (5.0 by 17.4 by 4.2 in.)

### Environmental

FieldPoint modules are intended for indoor use only. For outdoor use, they must be installed in a suitable sealed enclosure.	
Operating temperature	-25 to 60 °C
Storage temperature	-55 to 85 °C
Relative humidity	10 to 90%, noncondensing
Maximum altitude	2,000 m; at higher altitudes the isolation voltage ratings must be lowered
Pollution Degree	2

### Shock and Vibration

Operating vibration	
Random (IEC 60068-2-64)	10-500 Hz, 5 g <sub>rms</sub>
Sinusoidal (IEC 60068-2-6)	10-500 Hz, 5 g
Operating shock (IEC 60068-2-27)	50 g, 3 ms half sine, 18 shocks at 6 orientations; 30 g, 11 ms half sine, 18 shocks at 6 orientations.

### Safety

This product is designed to meet the requirements of the following standards of safety for electrical equipment for measurement, control, and laboratory use:

- IEC 61010-1, EN 61010-1
- UL 3121-1, UL 61010C-1
- CAN/CSA C22.2 No. 1010.1

For UL hazardous location, and other safety certifications, refer to the product label or to [ni.com](http://ni.com).

### Electromagnetic Compatibility

CE, C-Tick, and FCC Part 15 (Class A) Compliant	
Emissions	EN 55011 Class A at 10 m FCC Part 15A above 1 GHz
Immunity	EN 61326:1997 + A2:2002, Table 1

For EMC compliance, operate this device with shielded cabling.

### CE Compliance

This product meets the essential requirements of applicable European Directives, as amended for CE Marking, as follows:

Low-Voltage Directive (safety)	73/23/EEC
Electromagnetic Compatibility Directive (EMC)	89/336/EEC

Refer to the Declaration of Conformity (DoC) for this product for any additional regulatory compliance information. To obtain the DoC for this product, click Declarations of Conformity visit [ni.com/hardref.nsf/](http://ni.com/hardref.nsf/) and search by model number or product line.

Compact FieldPoint Real-Time  
Ethernet Controller Interfaces

Industrial Control and Distributed I/O

## Analog Input Modules for Compact FieldPoint and FieldPoint

### NI [c]FP-AI-100, NI [c]FP-AI-102, NI [c]FP-AI-110, NI [c]FP-AI-111

**NEW**

- 8 or 16 voltage or current inputs
- $\pm 120$  V input range, maximum
- 0 to 20, 4 to 20 mA input ranges
- Built-in signal conditioning
- 50, 60, and 500 Hz noise rejection
- 12 and 16-bit resolution
- Software-configurable input ranges per channel
- 2,300 V<sub>max</sub> bank isolation for transient overvoltage protection
- Hot-swappable with autoconfiguration
- -40 to 70 °C operating range



Module	Input Channels	Resolution	Input Type	Input Ranges (Software Configurable per Channel)	50/60 Hz Noise Filter	All-Channel Update Rate
FP-AI-100	8	12 bits	Voltage	$\pm 1$ V, $\pm 5$ V, $\pm 15$ V, $\pm 30$ V, 0 to 1 V, 0 to 5 V, 0 to 15 V, 0 to 30 V	—	360 Hz
			Current	0 to 20 mA, 4 to 20 mA, $\pm 20$ mA		
FP-AI-102	8	12 bits	Voltage	$\pm 20$ V, $\pm 60$ V, $\pm 120$ V, 0 to 20 V, 0 to 60 V, 0 to 120 V	—	360 Hz
FP-AI-110	8	16 bits	Voltage	$\pm 60$ mV, $\pm 300$ mV, $\pm 1$ V, $\pm 5$ V, $\pm 10$ V, 0 to 1 V, 0 to 5 V, 0 to 10 V	✓ (software selectable)	5 Hz to 0.66 Hz (rate varies with filter setting)
			Current	0 to 20 mA, 4 to 20 mA, $\pm 20$ mA	✓ (software selectable)	3 Hz to 0.63 Hz (rate varies with filter setting)
FP-AI-111	16	16 bits	Current	0 to 20 mA, 4 to 20 mA, $\pm 20$ mA	✓ (software selectable)	3 Hz to 0.63 Hz (rate varies with filter setting)

### Overview

The National Instruments [c]FP-AI-1xx devices are versatile analog input modules for Compact FieldPoint and FieldPoint that can be used to measure voltages ranging from the millivolt level to the 120 V high-voltage level in applications such as battery-pack monitoring, fuel-cell testing, and general measurement from transducers. These modules can also measure 0 to 20 or 4 to 20 mA current loops from industrial sensors and transmitters. All the modules include overranging and onboard diagnostics to ensure trouble-free installation and maintenance. The modules measure and linearize signals on-board to return scaled values to your control or monitoring software. The [c]FP-AI-1xx modules come with NIST-traceable calibration certificates, ensuring accurate and reliable analog measurements.

### Smart I/O Modules

With [c]FP-AI-1xx analog input modules, you can directly connect to your industrial sensors or units under test and get high-accuracy measurements. The I/O modules filter, calibrate, and scale raw sensor signals to engineering units, as well as performing self-diagnostics to

look for problems with the module or the wiring. With FieldPoint modules, your software application reads a linearized, calibrated, and scaled value from the I/O module, eliminating the error-prone step of converting binary values to voltage or current values. For increased accuracy and noise rejection, the [c]FP-AI-110 and [c]FP-AI-111 use a 16-bit delta-sigma ADC with an integrated lowpass filter on each channel, which you can configure for 50 Hz, 60 Hz, or no rejection. With high-accuracy 12-bit ADCs or 16-bit delta-sigma ADCs on the I/O modules, you also get instrument-quality measurements on an industrially rugged, distributed, embedded system.

[c]FP-AI-1xx modules offer a variety of update rates to fit your application, ranging from 0.66 to 360 Hz. These rates vary based on the module used and on the noise filter settings selected on the module. Overall data throughput depends on software loop speeds and network speeds. With overranging and underranging, the [c]FP-AI-1xx analog input modules can measure inputs or sensors that are not calibrated to standard ranges. For example, when configured for an input range of 4 to 20 mA, the modules actually measure inputs from 3.5 to 21 mA.



## Analog Input Modules for Compact FieldPoint and FieldPoint

### Isolation

[c]FP-AI-1xx modules feature optical bank isolation with 2,300  $V_{rms}$  of breakdown isolation. In addition, the [c]FP-AI-100, [c]FP-AI-102, and [c]FP-AI-110 modules provide double insulation for up to 250  $V_{rms}$  of operational isolation. Compact FieldPoint can safely be used in applications where hazardous voltages are present with the cFP-CB-1 connector block. FieldPoint can safely be used in applications where hazardous voltages are present with the FP-TB-x terminal base. These Compact FieldPoint and FieldPoint modules do not have channel-to-channel isolation.

### Field I/O Connections

Compact FieldPoint and FieldPoint modules include a built-in power distribution bus that provides multiple power connections on the module. A field-wired power supply connected to the voltage (V) and common (C) terminals is internally connected to a power distribution bus that provides additional breakout terminals for voltage supply ( $V_{SUP}$ ) and common (COM). These terminals provide a convenient way to distribute power to field devices that require external power.

Each input channel on the AI-100 and AI-110 has four terminals:

1. Voltage input ( $V_{IN}$ )
2. Current input ( $I_{IN}$ )
3. Common (COM)
4. Power connection to power field devices or loop powered current loops ( $V_{SUP}$ )

The AI-111 has:

- 16 current input terminals ( $I_{IN}$ )
- 8 common terminals (COM)
- 8 power connections for field devices or current loops ( $V_{SUP}$ )

The AI-102 module has:

- 8 voltage input terminals ( $V_{IN}$ )
- 16 common terminals (COM)
- 8 power connections to power field devices ( $V_{SUP}$ )

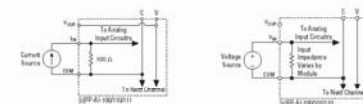


Figure 1. Schematics for the AI Module Wiring

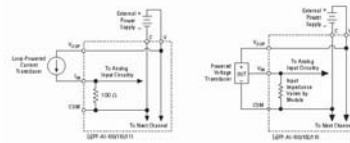


Figure 2. Schematics for the AI Module Wiring

### Ordering Information

#### Compact FieldPoint

NI cFP-AI-100	777318-100
NI cFP-AI-102	777318-102
NI cFP-AI-110	777318-110
NI cFP-AI-111	777318-111

#### Recommended Compact FieldPoint System Products

NI cFP-2020	777317-2020
NI cFP-BP-4	778617-04
NI cFP-CB-1	778618-01
NI PS-5 Power Supply	778805-90
NI Developer Suite Professional Control Edition	777906-03

#### FieldPoint

NI FP-AI-100	777518-100
NI FP-AI-102	777518-102
NI FP-AI-110	777518-110
NI FP-AI-111	777518-111

#### Recommended FieldPoint System Products

NI FP-1601	777792-01
NI FP-TB-1	777519-01
NI PS-4 Power Supply	778586-90
NI Developer Suite Standard Control Edition	777905-03

### BUY ONLINE!

Visit [ni.com/info](http://ni.com/info) and enter *cfpai100*, *cfpai102*, *cfpai110*, *cfpai111*, *fpai100*, *fpai102*, *fpai110*, and/or *fpai111*.

### Specifications

Typical for -40 to 70 °C unless otherwise noted.

#### Input Characteristics

##### Number of inputs

[c]FP-AI-100, [c]FP-AI-102, [c]FP-AI-110	8 single-ended
[c]FP-AI-111	16 single-ended

##### ADC resolution

[c]FP-AI-110, [c]FP-AI-111	16 bits, 1 m 65.536
[c]FP-AI-100, [c]FP-AI-102	12 bits, 1 m 4.096

##### Filters

[c]FP-AI-110, [c]FP-AI-111	50, 60, or 500 Hz, software configurable per channel
[c]FP-AI-100, [c]FP-AI-102	170 Hz, first-order analog filter
N/A (for [c]FP-AI-110 and [c]FP-AI-111 only)	95 dB (at 50/60 Hz, with filter enabled)

##### Input impedance, voltage inputs

[c]FP-AI-100	1.5 M $\Omega$
[c]FP-AI-102	1 M $\Omega$
[c]FP-AI-110	100 M $\Omega$

##### Input impedance, current inputs

	100 $\Omega$
--	--------------

##### Overvoltage protection (voltage inputs only)

[c]FP-AI-100, [c]FP-AI-102	250 V
----------------------------	-------

[c]FP-AI-110	40 V
--------------	------

##### Overcurrent protection (current inputs only)

	30 mA
--	-------

## Analog Input Modules for Compact FieldPoint and FieldPoint

### Specifications (continued)

Module	Input Range	Input Range		Effective Resolution	Offset Error		Gain Error	
		Nominal	With Overranging		Typical 15 to 35 °C	Maximum -40 to 70 °C	Typical 15 to 35 °C	Maximum -40 to 70 °C
[cFP-AI-100]	Voltage	0 to 1 V	0 to 1.2 V	1.5 mV	1.5 mV	15 mV	0.09%	0.50%
		0 to 5 V	0 to 6 V	5 mV	5 mV	27 mV	0.09%	0.50%
		0 to 15 V	0 to 18 V	15 mV	15 mV	45 mV	0.12%	0.55%
		0 to 30 V	0 to 36 V	25 mV	30 mV	70 mV	0.22%	0.55%
		±1 V	±1.2 V	1.5 mV	2 mV	20 mV	0.08%	0.50%
		±5 V	±6 V	5 mV	10 mV	40 mV	0.08%	0.55%
		±15 V	±18 V	25 mV	30 mV	90 mV	0.11%	0.60%
		±30 V	±36 V	40 mV	60 mV	150 mV	0.20%	0.55%
	Current	0 to 20 mA	0 to 24 mA	15 µA	20 µA	45 µA	0.09%	0.51%
		4 to 20 mA	3.5 to 24 mA	15 µA	20 µA	45 µA	0.09%	0.51%
[cFP-AI-102]	Voltage	±20 mA	±24 mA	20 µA	40 µA	110 µA	0.08%	0.55%
		0 to 20 V	—	15 mV	20 mV	100 mV	0.1%	0.3%
		0 to 80 V	—	40 mV	50 mV	150 mV	0.1%	0.3%
		0 to 120 V	—	70 mV	100 mV	250 mV	0.1%	0.3%
		±20 V	—	25 mV	40 mV	175 mV	0.1%	0.3%
		±80 V	—	70 mV	120 mV	350 mV	0.1%	0.3%
[cFP-AI-110]	Voltage	±120 V	—	125 mV	220 mV	700 mV	0.1%	0.3%
		0 to 1 V	0 to 1.04 V	25 µV	50 µV	650 µV	0.03%	0.1%
		0 to 5 V	0 to 5.2 V	90 µV	180 µV	1500 µV	0.03%	0.1%
		0 to 10 V	0 to 10.4 V	180 µV	300 µV	2500 µV	0.03%	0.1%
		±60 mV	±65 mV	3 µV	30 µV	500 µV	0.03%	0.1%
		±100 mV	±125 mV	15 µV	40 µV	600 µV	0.03%	0.1%
		±1 V	±1.04 V	40 µV	75 µV	850 µV	0.03%	0.1%
		±5 V	±5.2 V	180 µV	300 µV	2500 µV	0.03%	0.1%
		±10 V	±10.4 V	380 µV	650 µV	4000 µV	0.03%	0.1%
		0 to 20 mA	0 to 21 mA	500 nA	1 µA	10 µA	0.04%	0.2%
	Current	4 to 20 mA	3.5 to 21 mA	500 nA	1 µA	10 µA	0.04%	0.2%
		±20 mA	±21 mA	700 nA	1 µA	10 µA	0.04%	0.2%

#### Isolation Voltage

Maximum isolation voltage	250 V <sub>max</sub> , Installation Category II
Channel-to-channel isolation	No isolation between channels
Transient overvoltage	2,300 V <sub>max</sub>

#### Physical Characteristics

LED indicators	POWER (green) Power on and self-test passed
	READY (green) Module configured and ready
Dimensions (including terminal base)	10.9 by 10.9 by 9.1 cm (4.3 by 4.3 by 3.6 in.)
Weight	
[cFP-AI-110], [cFP-AI-111]	136 g (4.8 oz)
[cFP-AI-100], [cFP-AI-102]	145 g (5.1 oz)

#### Power Requirement

Power from network module	
[cFP-AI-110], [cFP-AI-111]	350 mW
[cFP-AI-100], [cFP-AI-102]	400 mW

#### Environment

Operating temperature	-40 to 70 °C
Storage temperature	-55 to 85 °C
Relative humidity	10 to 90%, noncondensing

#### Shock and Vibration

These specifications apply only to Compact FieldPoint. NI recommends Compact FieldPoint if your application is subject to shock and vibration.	
Operating vibration, random	
(IEC 60068-2-64)	10 to 500 Hz, 5 g <sub>rms</sub>
Operating vibration, sinusoidal	
(IEC 60068-2-6)	10 to 500 Hz, 5 g
Operating shock	
(IEC 60068-2-27)	50 g, 3 ms half sine, 18 shocks at 6 orientations
	30 g, 11 ms half sine, 18 shocks at 6 orientations

#### Safety

This product is designed to meet the requirements of the following standards of safety for electrical equipment for measurement, control, and laboratory use:

- IEC 61010-1, EN 61010-1

- UL 3121-1, UL 61010C-1

- CAN/CSA C22.2 No. 1010.1

For UL, hazardous location, and other safety certifications, refer to the product label or to [ni.com](http://ni.com)

#### Electromagnetic Compatibility

CE, CE-Tick, and FCC Part 15 (Class A) Compliant

Emissions	EN 55011 Class A at 10 m FCC Part 15A above 1 GHz
Immunity	EN 61326-1997 + A2:2001, Table 1

For EMC compliance, operate this device with shielded cabling.

#### CE Compliance

This product meets the essential requirements of applicable European Directives, as amended for

CE Marking, as follows:

Low-Voltage Directive (safety) 73/23/EEC

Electromagnetic Compatibility

Directive (EMC)

89/336/EEC

Refer to the Declaration of Conformity DoC for this product for any additional regulatory compliance information. To obtain the DoC for this product, visit [ni.com/thefieldpoint](http://ni.com/thefieldpoint) and search by model number or product line.

Module	Filter Settings	Update Rate (All Channels)	Input Bandwidth (-3 dB)
[cFP-AI-100], [cFP-AI-102]	—	2.8 ms	170 Hz
[cFP-AI-110]	50 Hz	1.470 s	13 Hz
	60 Hz	1.230 s	16 Hz
	600 Hz	0.173 s	130 Hz
[cFP-AI-111]	50 Hz	1.230 s	13 Hz
	60 Hz	1.050 s	16 Hz
	500 Hz	0.290 s	130 Hz



# Strain Gauge Modules for Compact FieldPoint And FieldPoint

## NI [c]FP-SG-140

- Accept full and half-bridge strain gauge inputs directly
- Quarter-bridge gauges require external bridge-completion resistor
- Compatible with load cells, force sensors, and torque sensors
- Built-in signal conditioning
  - 15, 60, and 240 Hz noise rejection
  - Pulsed excitation to prevent self-heating
- 16-bit resolution
- Input ranges software configurable per channel
- 2,300 V<sub>rms</sub> bank isolation for transient overvoltage protection
- Hot-swappable with auto configuration
- -40 to 70 °C operating range

NEW



Module	Input Channels	Resolution	Input Ranges (Software Configurable per Channel)	15/60/240 Hz Noise Filter	All Channel Update Rate
[c]FP-SG-140	8	16 bits	±3.5 mV/V, ±7.5 mV/V, ±30 mV/V, ±60 mV/V	Software selectable	1.11 to 0.87 Hz (rate varies with filter settings)

### Overview

The National Instruments [c]FP-SG-140 is a versatile resistance bridge input module for Compact FieldPoint and FieldPoint that can be used to measure values from resistor bridges including full and half-bridge strain gauges, quarter-bridge strain gauges (using an external completion resistor), and load and torque sensors. The [c]FP-SG-140 includes built-in excitation, overranging, and onboard diagnostics to ensure trouble-free installation and maintenance. The module measures and linearizes signals onboard to return scaled values to your control or monitoring software. The [c]FP-SG-140 comes with a NIST-traceable calibration certificate, ensuring accurate and reliable analog measurements.

### Smart I/O Modules

With the SG-140, you can connect directly to industrial sensors or units under test and get high-accuracy measurements. The module filters, calibrates, and scales raw sensor signals to engineering units, as well as performing self-diagnostics to look for problems with the module or with the wiring. With the SG-140 module, your software application reads a linearized, calibrated, and scaled value from the I/O module, eliminating the error-prone step of converting binary values.

Because the [c]FP-SG-140 measures in units of millivolts per volt, it can interface with a wide variety of transducers, such as load cells and pressure sensors. The module uses a pulsed excitation of up to 21 mA per channel that turns on and off the excitation to each channel. This reduces self-heating effects and provides more accurate and repeatable strain measurements. The [c]FP-SG-140 also provides true ratiometric readings to eliminate errors caused by variations in excitation voltage. Each channel on the module can be configured for a

different excitation level of 2.5, 5, or 10 V. For increased accuracy and noise rejection, the [c]FP-SG-140 uses a 16-bit delta-sigma ADC with an integrated lowpass filter on each channel, which you can configure for 15, 60, or 240 Hz. With a high-accuracy 16-bit delta-sigma ADC, you also get instrument-quality measurements on an industrially rugged, distributed, embedded system.

The [c]FP-SG-140 has three update rates to fit your application, ranging from 0.87 to 1.11 Hz. These rates vary based on the noise filter setting selected on the module. Overall data throughput depends on software loop speeds and network speeds. With overranging and underranging, the modules can zero out unstrained readings in software to compensate for field devices with span errors of up to 12 percent.

### Isolation

The [c]FP-SG-140 features optical bank isolation with 2,300 V<sub>rms</sub> of breakdown isolation. These Compact FieldPoint and FieldPoint modules do not have channel-to-channel isolation.

### Field I/O Connections

Compact FieldPoint and FieldPoint modules include a built-in power distribution bus that provides multiple power connections on the module. A field-wired power supply connected to the voltage (V) and common (C) terminals is internally connected to a power distribution bus that provides additional breakout terminals for voltage supply (V<sub>SUP</sub>) and common (COM). These terminals provide a convenient way to distribute power to field devices that require external power.



## Strain Gauge Modules for Compact FieldPoint And FieldPoint

Each input channel on the [c]FP-SG-140 has four terminals:

1. Excitation voltage output ( $V_{exc}$ )
2. Positive signal input ( $V_{IN+}$ )
3. Negative signal input ( $V_{IN-}$ )
4. Common input (COM)

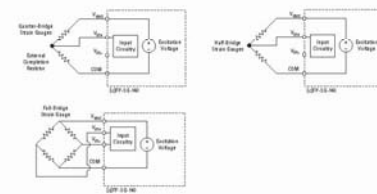


Figure 1. Wiring Schematic for the [c]FP-SG-140 Module

### Ordering Information

<b>Compact FieldPoint</b>	
NI cFP-SG-140	777318-140
<b>Recommended Compact FieldPoint System Products</b>	
NI cFP-2020	777317-2020
NI cFP-BP-4	778617-04
NI cFP-CB-1	778618-01
NI PS-5 Power Supply	778805-90
NI Developer Suite Professional Control Edition	777906-03
<b>FieldPoint</b>	
NI FP-SG-140	777518-140
<b>Recommended FieldPoint System Products</b>	
NI FP-1601	777792-01
NI FP-TB-1	777519-01
PS-4 Power Supply	778586-90
NI Developer Suite Standard Control Edition	777905-03

### BUY ONLINE!

Visit [ni.com/info](http://ni.com/info) and enter [cfpsg140](#), and/or [fpsg140](#).

### Specifications

Typical for -40 to 70 °C unless otherwise noted.

#### Input Characteristics

Number of inputs	8 differential
Resolution	16 bits, 1 m GS/S
Type of ADC	Delta-sigma
Filters	15, 60, 240 Hz, user-selectable
Excitation voltage	2.5, 5, 10 V, user-selectable, current limited to 21 mA per channel
Bridge configurations	Half and full bridge circuits, quarter bridge with external completion resistor
Gauge factor	Any (software value)
Input impedance	20 MΩ
Offset error	15 to 35 °C: 7.6 µV typ, 28 µV max -40 to 70 °C: 50 µV typ, 140 µV max
Gain error	15 to 35 °C: 0.06% -40 to 70 °C: 0.4%
Input noise (50 Hz filter)	± 3.5 mV/V ± 7.5 mV/V Other ranges: ± 1 LSB <sub>FS</sub>
All channel update periods	15 Hz: 1.15 s 60 Hz: 0.95 s 240 Hz: 0.90 s

#### Isolation Voltage

Maximum isolation voltage	250 V <sub>DC</sub> , Installation Category II
Channel-to-channel isolation	No isolation between channels
Transient overvoltage	2,300 V <sub>peak</sub>

#### Physical Characteristics

LED indicators	
POWER (green)	Power on and self-test passed
READY (green)	Module configured and ready
OVERCURRENT (red)	Overcurrent condition on channel
Dimensions (including terminal block)	10.8 by 10.7 by 9.1 cm (4.3 by 4.2 by 3.6 in.)
Weight	
FP-SG-140	140 g (4.8 oz)
cFP-SG-140	110 g (3.7 oz)

#### Power Requirement

Power from network module	1,000 mW
---------------------------	----------

#### Environmental

FieldPoint modules are intended for indoor use only. For outdoor use, they must be mounted inside a sealed enclosure.

Operating temperature	-40 to 60 °C
Storage temperature	-55 to 95 °C
Relative humidity	10 to 90%, noncondensing
Maximum altitude	2,000 m; at higher altitudes the isolation voltage ratings must be lowered
Pollution degree	2

#### Shock and Vibration

These specifications apply only to Compact FieldPoint. NI recommends Compact FieldPoint if your application is subject to shock and vibration.

Operating vibration, random	10-500 Hz, 5 g <sub>rms</sub>
(IEC 60069-2-68)	
Operating vibration, sinusoidal	10-500 Hz, 5 g
(IEC 60069-2-68)	
Operating shock	50 g, 3 ms half sine, 18 shocks at 6 orientations; 30 g, 11 ms half sine, 18 shocks at 6 orientations
(IEC 60069-2-27)	

#### Safety

This product is designed to meet the requirements of the following standards of safety for electrical equipment for measurement, control, and laboratory use:

- IEC 61010-1, EN 61010-1
- UL 3121-1, UL 61010C-1
- CAN/CSA C22.2 No. 1010-1

For UL, hazardous location, and other safety certifications, refer to the product label or to [ni.com](http://ni.com).

#### Electromagnetic Compatibility

CE, CE-Tick, and FCC Part 15 (Class A) Compliant	
Emissions	EN 55011 Class A at 10 m
FCC Part 15A above 1 GHz	
Immunity	EN 61326 1997 +A2:2001, Table 1

For EMC compliance, you must operate this device with shielded cabling.

#### CE Compliance

This product meets the essential requirements of applicable European Directives, as amended for CE Marking, as follows:

Low Voltage Directive (safety)	73/23/EEC
Electromagnetic Compatibility Directive (EMC)	89/336/EEC

Refer to the Declaration of Conformity (DoC) for this product for any additional regulatory compliance information. To obtain the DoC for this product, visit [ni.com/standards](http://ni.com/standards) and search by model number or product line.







*High-performance total station for precision measurements –  
with quality certificate*

**Leica**  
Geosystems

## LEICA TCA1800 • TCA2003 • TC2003

### Technical specifications

#### Models and options

	TCA1800	TCA2003	TC2003
Angle measurement	•	•	•
Distance measurement (IR)	•	•	•
Motorized	•	•	•
Automatic target recognition (ATR)	•	•	•
Guide light (EGL)	•	•	•
Remote control RC-S1100	•	•	•

• Standard • Optional



#### Angle measurement

		TCA1800	TCA2003	TC2003
<b>Accuracy</b> (standard deviation, ISO 17123-3)	Hz, V	1" (0.3 mgon)	0.5" (0.15 mgon)	0.5" (0.15 mgon)
	Display resolution	1" (0.1 mgon)	0.1" (0.01 mgon)	0.1" (0.01 mgon)
<b>Compensator</b>	Method:		absolute, continuous, diametrical	
	Working range:	4" (0.07 gon)	4" (0.07 gon)	4" (0.07 gon)
	Setting accuracy:	0.3" (0.1 mgon)	0.3" (0.1 mgon)	0.3" (0.1 mgon)
	Method:		electronic dual axis compensator	



#### Distance measurement (IR)

<b>Range</b> (average atmospheric conditions)	Round prism (GPR1):		2500 m	
	360° reflector (GR24):		1300 m	
	Mini prism (GMP101):		900 m	
	Reflective tape (60 mm x 60 mm):		200 m	
<b>Accuracy / measurement time</b> (standard deviation, ISO 17123-4)	Standard mode:	1 mm + 2 ppm / 3.0 s	1 mm + 1 ppm / 3.0 s	1 mm + 1 ppm / 3.0 s
	Fast mode:		3 mm + 2 ppm / 1.5 s	
	Tracking mode:		5 mm + 2 ppm / 0.3 s	
	Display resolution:	0.1 mm		0.01 mm
	Method:		Phase measurement (coaxial, invisible infrared laser)	



#### Guide light (EGL)

<b>Range</b> (average atmospheric conditions)	Working range:	5 m - 150 m
<b>Accuracy</b>	Positioning accuracy:	5 cm at 100 m



#### Motorized

Maximum speed	Rotating speed:	45° / s
---------------	-----------------	---------



#### Automatic target recognition (ATR)

<b>Range ATR mode / LOCK mode</b> (average atmospheric conditions)	Round prism (GPR1):	1000 m / 500 m
	360° reflector (GR24):	500 m / 350 m
<b>Accuracy / measurement time</b> <b>Max. speed (LOCK-Modus)</b>	Shortest measurable distance:	5 m
	Up to 200 m: 1 mm, > 200 m: as per angle measuring accuracy +1 mm / 3-4 s	
	Tangential (standard mode):	5 m / s at 100 m, 1 m / s at 20 m
	Tangential (with EDM tracking mode):	1 m / s at 100 m, 0.2 m / s at 20 m
	Method:	Digital image processing (laser beam)



#### General data

<b>Telescope</b>		<b>Laser plummet</b>	
Magnification:	30x	Centering accuracy:	1.0 mm at 1.5 m
Free objective aperture:	42 mm	Laser dot diameter:	2.5 mm at 1.5 m
Field of view:	1°33' (1.72 gon) / 2.7 m at 100 m	<b>Endless drives</b>	
Focussing range:	1.7 m to infinity	Number of drives:	
<b>Keyboard and display</b>	Display:	<b>Battery (GEB187)</b>	
		Type:	NiMH, rechargeable
Keyboard:	64*210 pixels, graphic LCD, with illumination	Voltage:	12 V
	32 keys (6 function keys, 12 alphanumeric keys, 6 direct keys)	Capacity:	1.8 Ah
Angle display:	360°°, 360° decimal, 400 gon, 6400 mil	Operating time:	TCA 400, TC 600 distance measurements
Distance display:	meter, int. ft, int. ft/inch, US ft	<b>Weight</b>	
Position:	keyboard in position I and II (standard)	Instrument:	7.5 kg
<b>Data storage</b>	Internal memory:	Battery:	0.3 kg
		Tribrach:	0.9 kg
Number of data records:	S-RAM card (512 KB and 2 MB)	<b>Working environment</b>	
Interface:	~4000 per MB	Working temperature:	-20°C to +50°C
<b>Circular bubble</b>	Sensitivity:	Storage temperature:	-40°C to +70°C
		Dust / water (IEC 60529):	IP54
	4' / 2 mm	Humidity:	95%, non-condensing

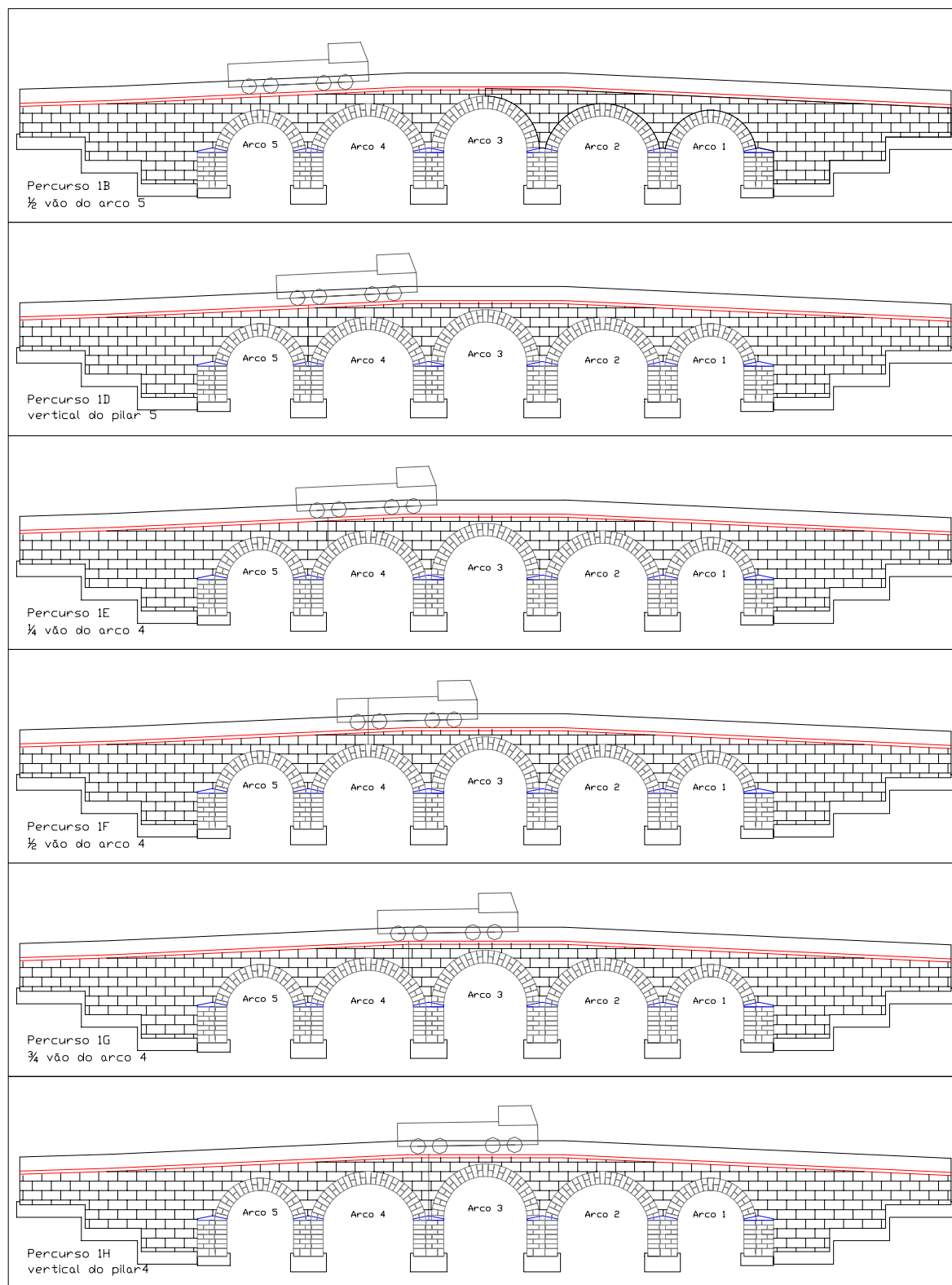


Figura 1 – Posições de paragem dos camiões durante o ensaio de carga (1B a 1H).

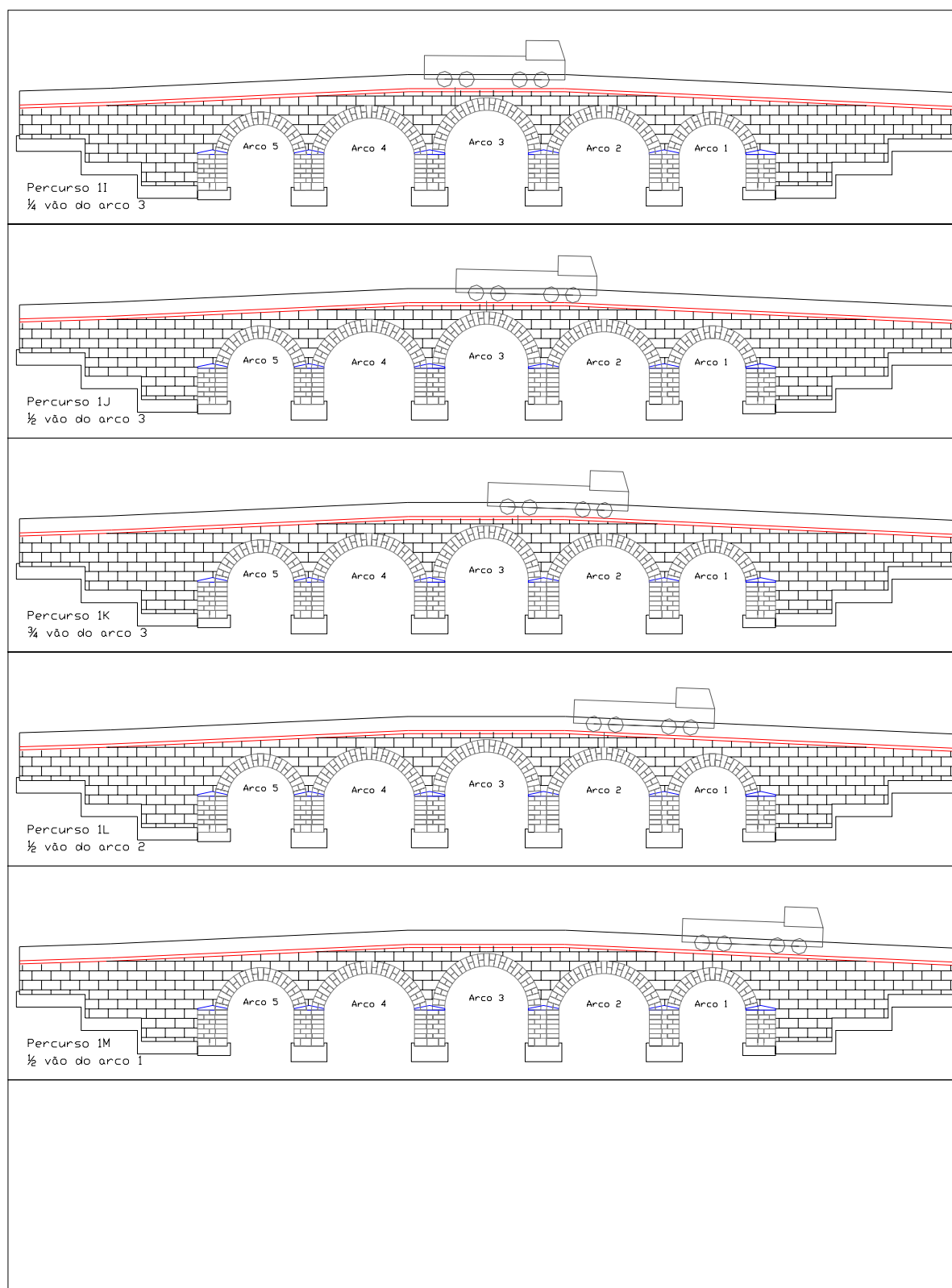


Figura 2 – Posições de paragem dos camiões durante o ensaio de carga (1I a 1M).

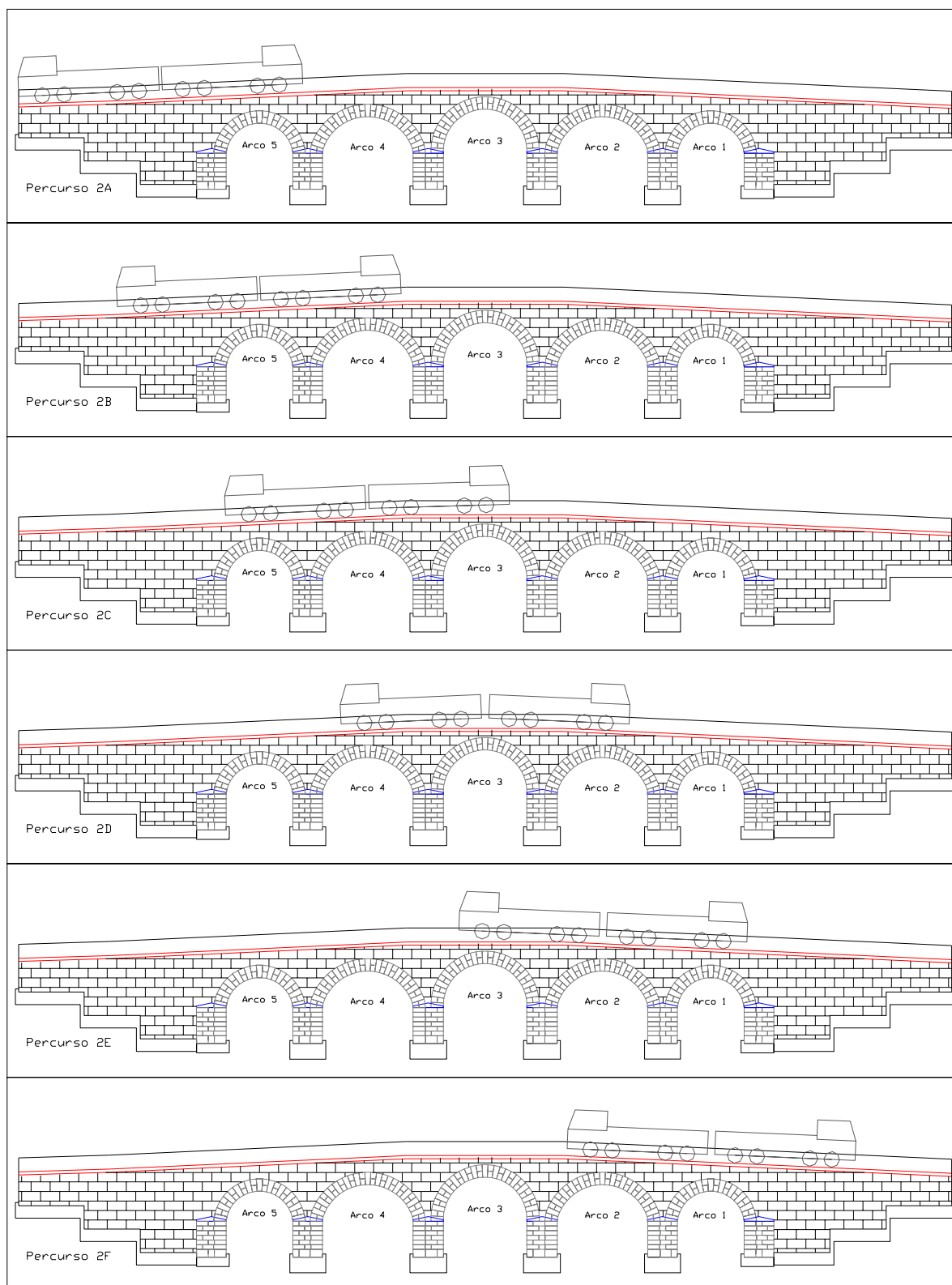


Figura 3 – Posições de paragem dos camiões durante o ensaio de carga (2A a 2F).

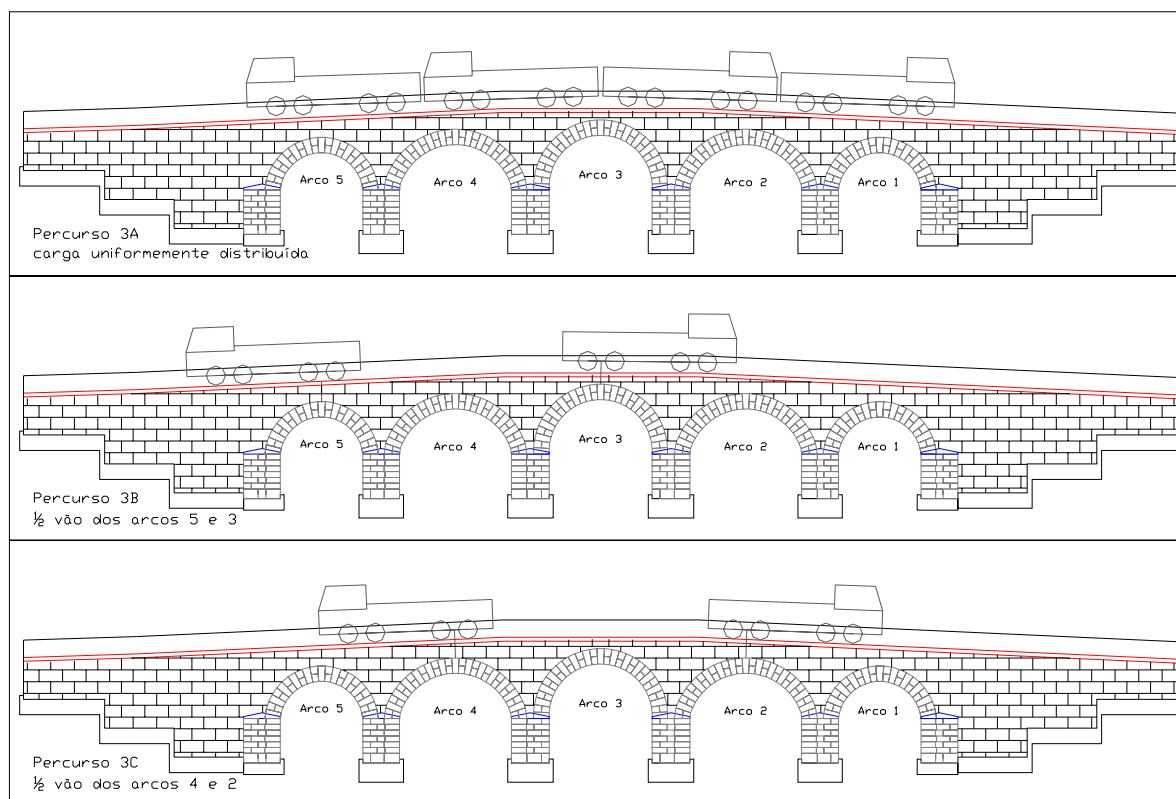
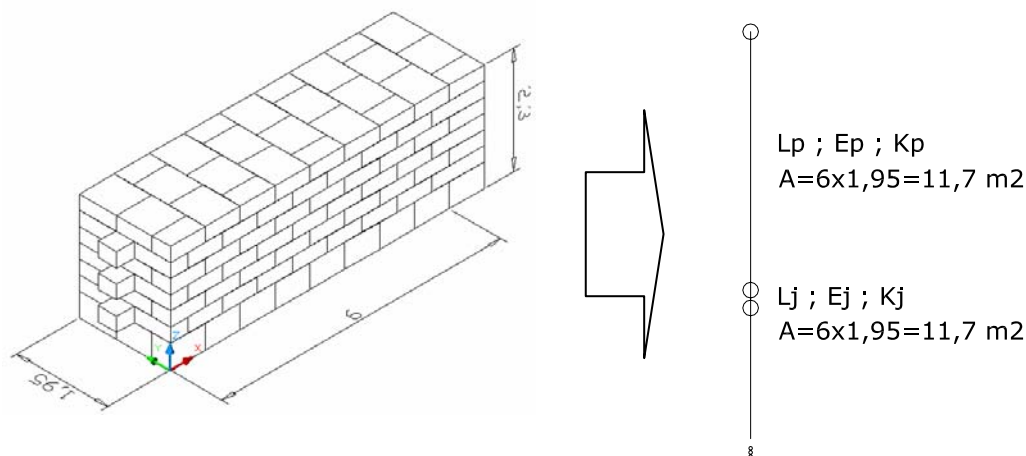


Figura 4 – Posições de paragem dos camiões durante o ensaio de carga (3A a 3C).

## Anexo 6.2a – Estimativa do assentamento dos pilares

A deformabilidade dos pilares pode ser estimada idealizando estes elementos como uma associação de barras em série que alterna repetidamente o material pedra e junta argamassada, cada um com a sua rigidez e espessura.



### Obtenção da rigidez do conjunto "Pedra+Junta"

Uma vez que os ensaios de caracterização destes materiais para a Ponte de Vila Fria ainda não estão concluídos, ir-se-á utilizar neste cálculo o valor obtido nos ensaios de caracterização das juntas do Mosteiro da Serra do Pilar e que se encontram definidos em (Almeida 2000).

Assim, obtém-se para juntas argamassadas uma rigidez de primeira carga de 5,3 MPa/mm e uma rigidez de carga de 11,3 MPa/mm. Nesta estimativa, ir-se-á adoptar o valor de  $K' = 11,3 \text{ MPa/mm}$ .

### Obtenção do módulo de elasticidade do conjunto "Pedra+Junta"

Para a obtenção do Módulo de Elasticidade do material "Pedra+Junta", podemos admitir a relação:

$$K_{p+j} = \frac{E_{p+j}}{e_{p+j}}$$

$$E_{p+j} = 11,3 \cdot 10 = 113 \text{ MPa}$$

1. A partir da expressão  $\frac{1}{\frac{E_{p+j} \cdot A}{L_{p+j}}} = \frac{1}{\frac{E_p \cdot A}{L_p}} + \frac{1}{\frac{E_j \cdot A}{L_j}}$ , obtemos a incógnita  $E_j$

$$\frac{1}{\frac{113 \cdot 6 \cdot 1,95}{2,36}} = \frac{1}{\frac{30000 \cdot 6 \cdot 1,95}{2,3}} + \frac{1}{\frac{E_j \cdot 6 \cdot 1,95}{0,06}} \Leftrightarrow E_j = 2,88 \text{ MPa}$$

2. Partindo da expressão inicial  $\frac{1}{K_{p+j}} = \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_j}$  podemos substituir em ordem a  $K_{p+j}$

$$\frac{1}{K_{p+j}} = 6,55 \cdot 10^{-6} + 1,78 \cdot 10^{-3}$$

$$K_{p+j} = 559 \text{ MPa}$$

3. Aplicando agora a expressão  $F = K \cdot d$ , podemos estimar o assentamento dos pilares (d), resultante da aplicação da força F.

3.1 Devido ao peso próprio:

Peso próprio sobre o pilar P3 (mais esforçado): 4050 kN

$$4 = 559 \cdot d \Leftrightarrow d = 7,1 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 7,1 \text{ mm}$$

3.2 Devido à sobrecarga dos camiões (ensaio de carga):

Peso dos 4 eixos traseiros dos camiões sobre o pilar: 1000 kN

$$1 = 559 \cdot d \Leftrightarrow d = 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 1,8 \text{ mm}$$

Parâmetros auxiliares utilizados no cálculo:

Módulo de elasticidade da pedra:  $E_p = 30 \text{ GPa}$

Espessura dos blocos de pedra:  $t_p = 0,30 \text{ m}$

Espessura da junta (valor médio):  $t_j = 0,01 \text{ m}$



**Resumo do procedimento:**

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{\sum K_i}$$

i → representa cada um dos elementos da associação em série

Encontrar a rigidez (pedra + junta) obtida do ensaio  $K(p+j)$ . É a tangente ao gráfico F-d;

1. Sabendo que  $K = \frac{EA}{L}$ , podemos determinar o Módulo de Elasticidade do conjunto pedra + junta  $E(p+j)$ ;
2. A partir da expressão  $\frac{1}{\frac{E_{p+j} \cdot A}{L_{p+j}}} = \frac{1}{\frac{E_p \cdot A}{L_p}} + \frac{1}{\frac{E_j \cdot A}{L_j}}$ , podemos retirar a única incógnita que é o Módulo de Elasticidade da junta  $E_j$ ;
3. Voltando à expressão inicial  $\frac{1}{K_{p+j}} = \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_j}$  podemos obter o valor da rigidez do conjunto pedra + junta;
4. Aplicando agora a expressão  $F = K \cdot d$ , podemos estimar o assentamento dos pilares (d), resultante da aplicação da força F.

### Anexo 6.2b – Estimativa do assentamento das microestacas

Expressão clássica linear baseada na teoria da elasticidade

$$s(= \delta) = \frac{Q \cdot I_p}{E_{sl} \cdot d}$$

#### i) Pressupostos:

- solos uniformes
- rigidez linearmente crescente

$$I_p = I_0 \cdot R_k \cdot R_v \cdot R_b$$

#### ii) Estimativa do valor de $I_p$ :

Depende de:

esbelteza da estaca ( $L/d$ ):  $L$  - comprimento útil  $d$  - diâmetro  
modulo de deformabilidade da estaca  
modulo de deformabilidade do solo

$$I_0 = 0,12$$

$$R_k = 1 \quad (K = 1000)$$

$$R_v = 0,92 \quad (v = 0,25)$$

$$R_b = 0,9 \quad (E_b/E_s = 1,5)$$

$$I_p \cong 0,1$$

#### iii) Parâmetros a estimar:

A obtenção da estimativa para o módulo de deformabilidade do solo na base da estaca será realizada com base na sebenta de Matos Fernandes "Mecânica dos Solos", 2º volume, editada pela FEUP.

$$N_{SPT} = 60 \rightarrow \frac{q_c}{N_{SPT}} = 0,4 \rightarrow q_c = 60 * 0,4 = 24 \text{ MPa} \rightarrow E = 3 * q_c = 3 * 24 = 72 \text{ MPa}$$

Tem em conta a zona de influência e a característica dos solos (ao longo do fuste e na base) →  $d=200\text{ mm}$  é o diâmetro da estaca

**Tabela 1 - Estimativa do valor do assentamento:**

Q	Ir	EsL	d	s (assentamento)
kN		kPa	m	m
183	0,1	72E3	0,2	<b>0,0013</b>

**Cálculo Auxiliar:**

Peso próprio da ponte: 34 925 kN

Peso próprio descarregado sobre o P1 (incluído): 2 290 kN

Peso próprio descarregado sobre o P2 (incluído): 3 716 kN

Peso próprio descarregado sobre o P3 (incluído): 4 050 kN

Peso a considerar durante o ensaio de carga:

Peso dos 4 camiões: 1600 kN

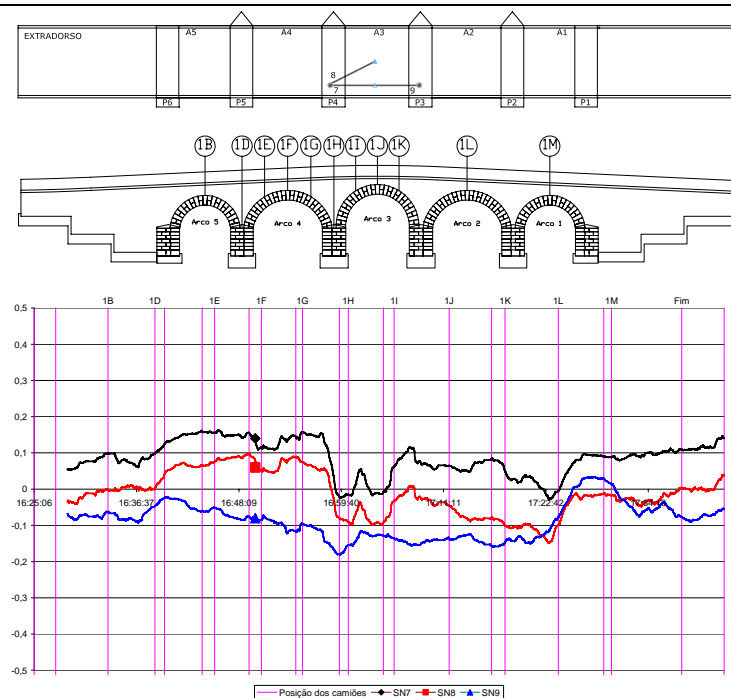
Percentagem máxima deste peso descarregado apenas num pilar: 80% 1600=1280 kN

Carga sobre 1 microestaca (considerando igual distribuição): 1280/7=183 kN



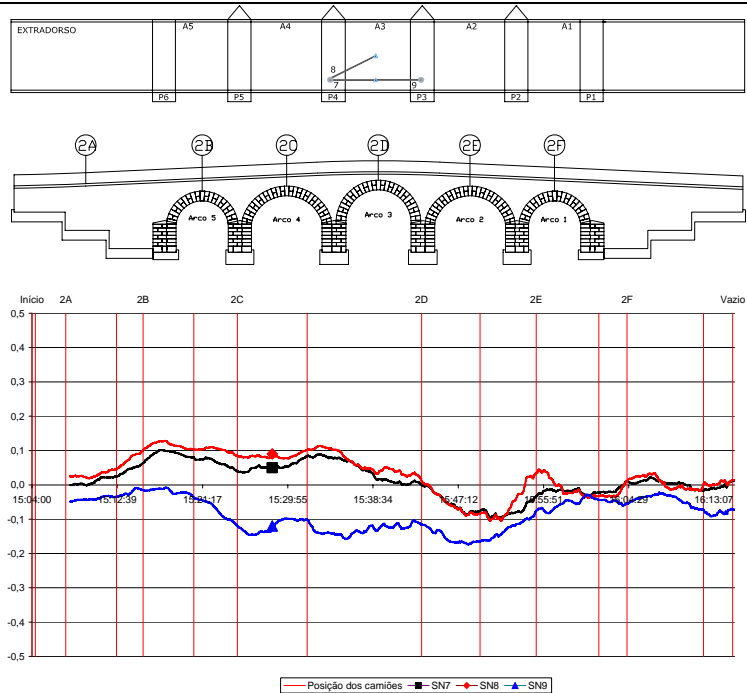
## Secção de meio-vão do arco 3 – Deslocamento vertical

### Percurso 1



Arco 3 - Sensores SN7, SN8 e SN9 – localização/percurso e representação gráfica

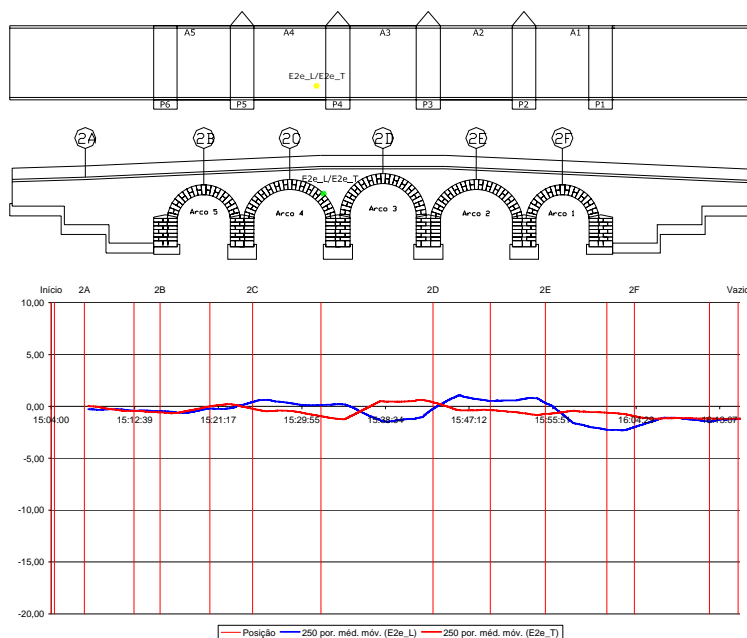
### Percurso 2



Arco 3 - Sensores SN7, SN8 e SN9 – localização/percurso e representação gráfica

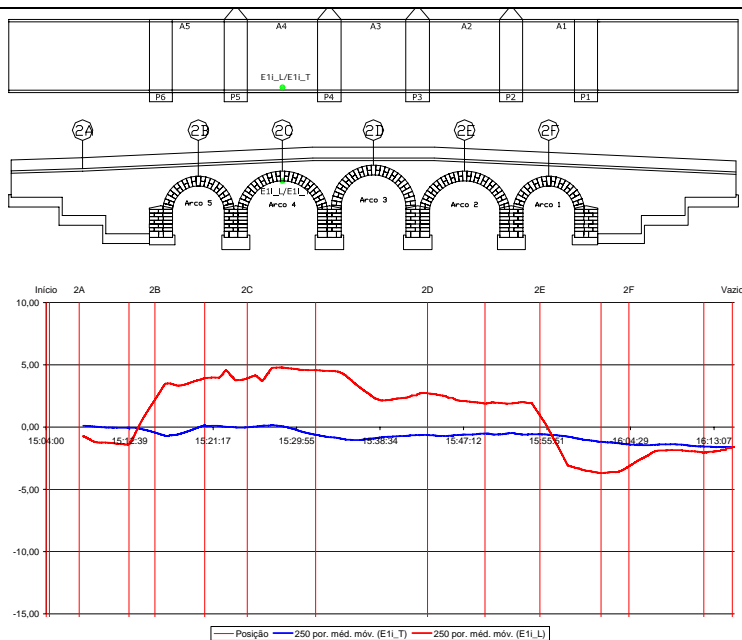
## Semi Arco 4 – Comparação de extensões longitudinais e transversais

### Percurso 2



Sensores E2e\_L e E2e\_T – localização/percurso e representação gráfica

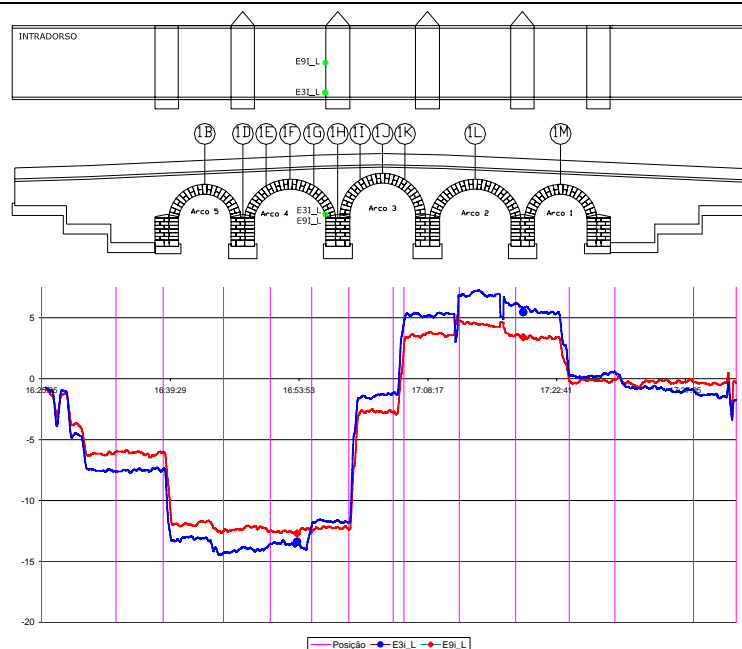
### Percurso 2



Sensores E1i\_L e E1i\_T – localização/percurso e representação gráfica

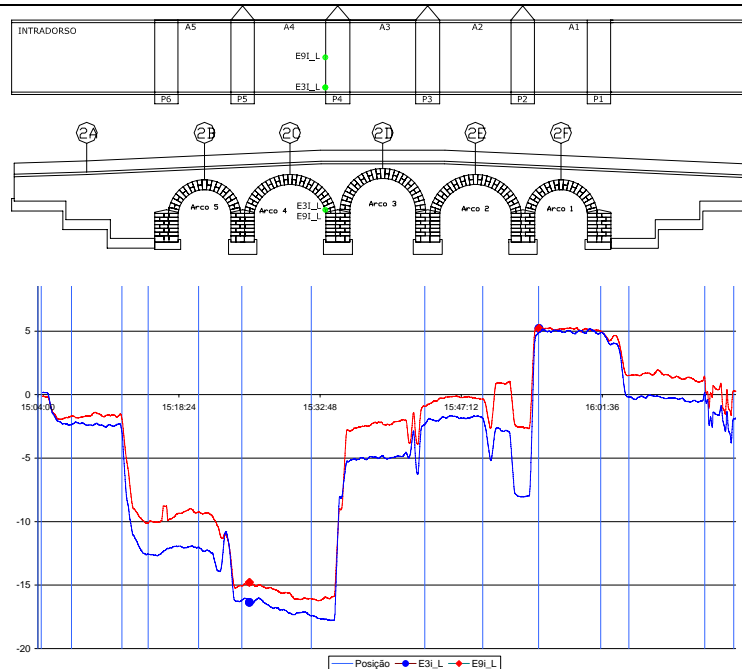
## Intradorso do A4 – deformações sob o muro tímpano e sob o eixo da ponte

### Percurso 1



Sensores E3i\_L e E9i\_L – localização/percurso e representação gráfica

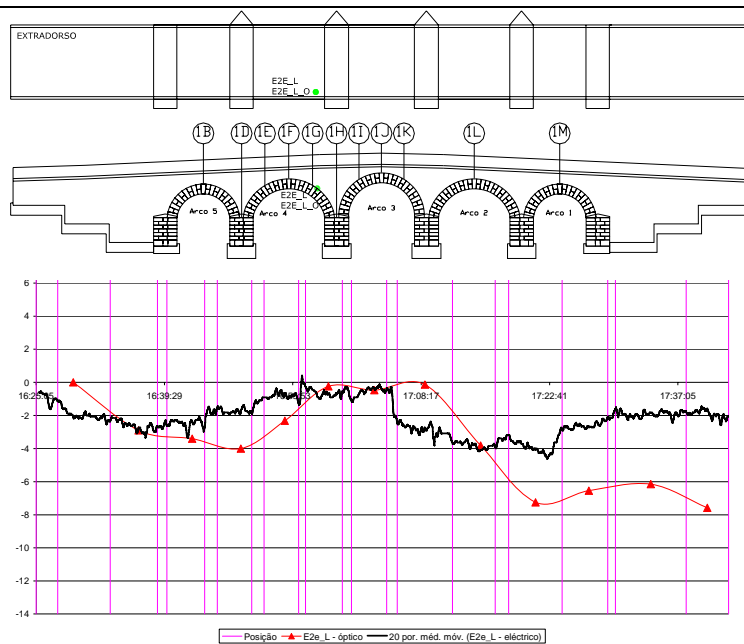
### Percurso 2



Sensores E3i\_L e E9i\_L – localização/percurso e representação gráfica

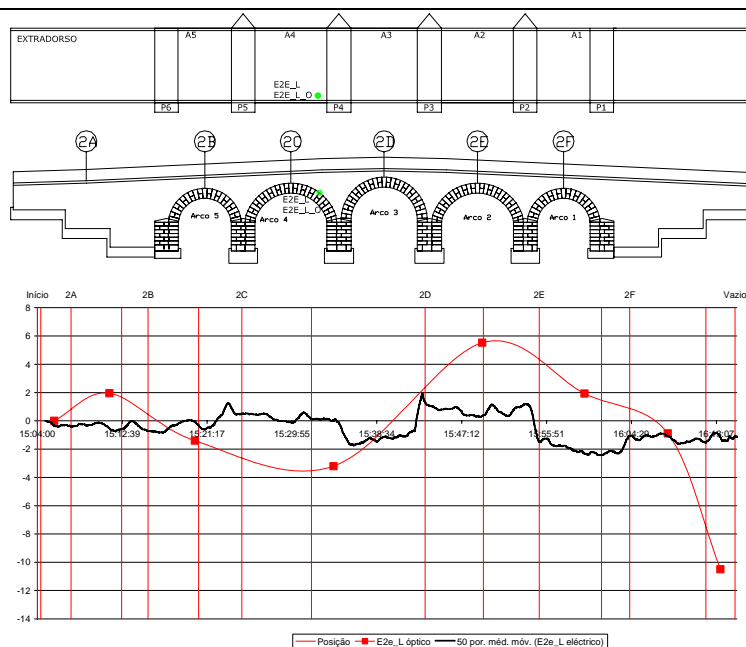
## Comparação extensómetro eléctrico / extensómetro óptico

### Percurso 1



Arco 4 – Extensómetro eléctrico e óptico E2e\_L – localização/percurso e representação gráfica

### Percurso 2

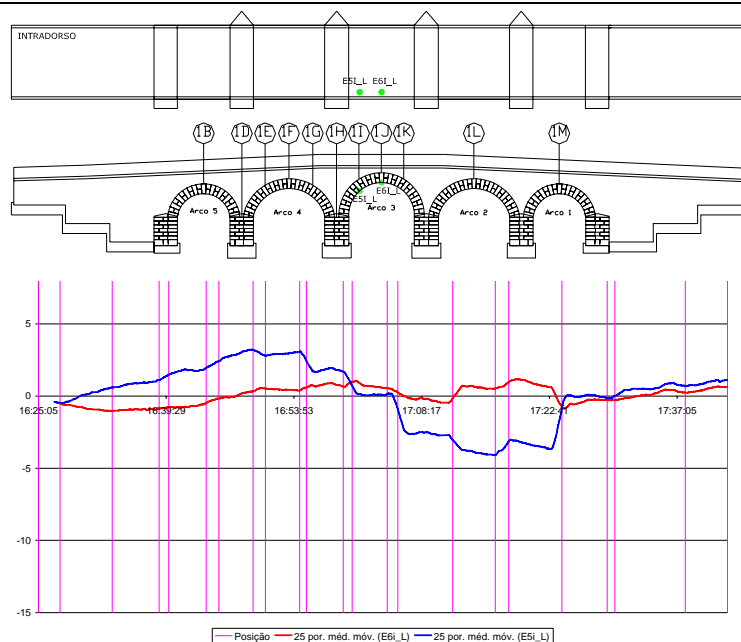


Arco 4 – Extensómetro eléctrico e óptico E2e\_L – localização/percurso e representação gráfica



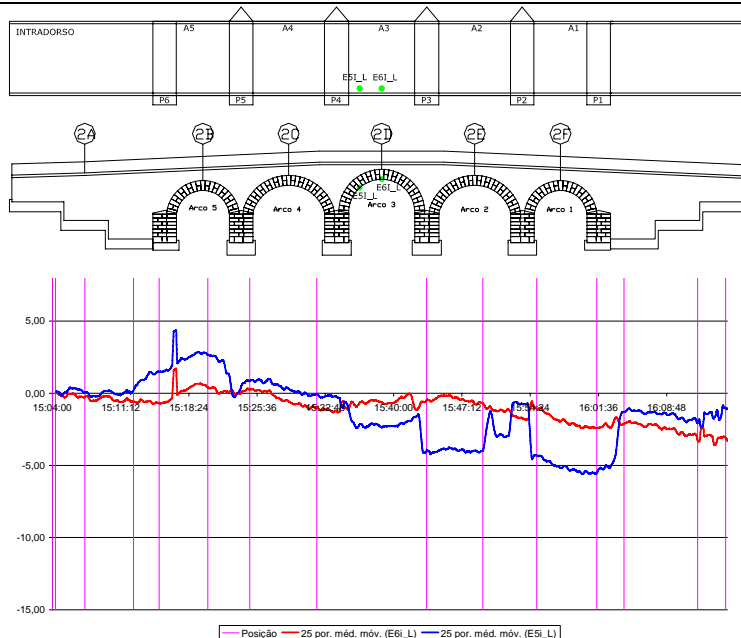
### Semi Arco 3 - Gradiente de extensões E5i\_L e E6i\_L

#### Percurso 1



### Arco 3 – Extensómetros eléctricos E5i\_L e E6i\_L – localização/percurso e representação gráfica

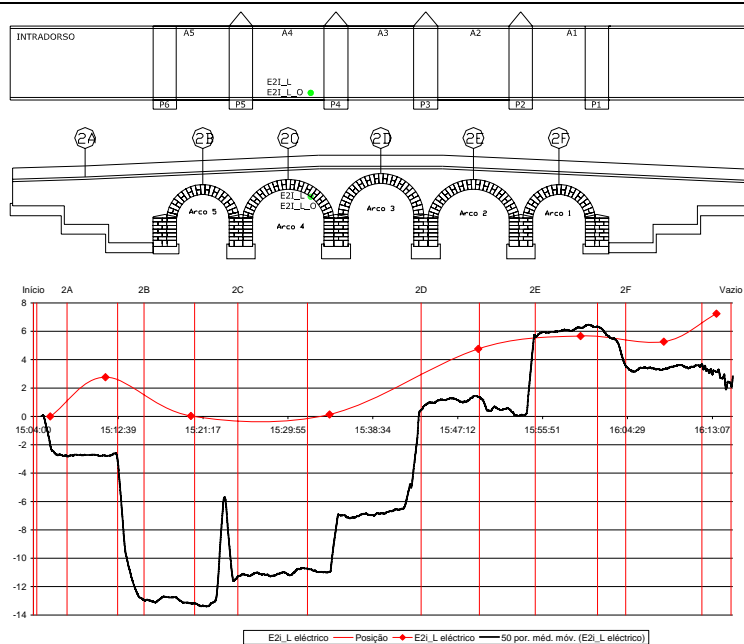
#### Percurso 2



### Arco 3 – Extensómetros eléctricos E5i\_L e E6i\_L – localização/percurso e representação gráfica

## Comparação extensómetro eléctrico / extensómetro óptico

### Percurso 2



Arco 4 – Extensómetro eléctrico e óptico E2i\_L – localização/percurso e representação gráfica